A.1 - Plan du chapitre A[1]

Les méthodes de calcul exposées dans le chapitre A concernent toutes les constructions de grande hauteur et en particulier les bâtiments-tours, les cheminées et les tours de télécommunications.

1. Etude de l'action du vent dans le cas général (§ A.2 à A.5).

L'objet de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensemble (moments fléchissants M et efforts tranchants H) et des sollicitations locales (par exemple les moments d'ovalisation M_o) engendrées par l'action du vent. Le calcul est conduit suivant les Règles NV65 dont certains extraits sont reproduits, commentés et interprétés.

2. Problèmes divers.

Les paragraphes A.6 à A.11 reprennent quelques problèmes déjà traités (par exemple celui de la vitesse du vent) à la lumière des théories les plus récentes en la matière. Par ailleurs, on expose des problèmes de caractère spécial, tels que le comportement d'une file de tours sous l'action des tourbillons de Karman. Les objectifs suivants sont poursuivis simultanément : tenter d'expliquer au lecteur la nature du phénomène physique et lui fournir des méthodes de calcul simple dans certains cas qui sortent du domaine de la pratique courante.

---

(1) L'auteur, qui a eu la possibilité de connaître le point de vue de M. Despeyroux, Directeur général Adjoint de la SOCOTEC, sur les problèmes liés à l'action du vent, tient à lui adresser ses vifs remerciements.

www.bouquin.tk

A.2 - Action d'ensemble

A.2.1 - Comportement de l'ouvrage (fig. A.1)

a) Direction parallèle à l'action du vent

Dans la direction parallèle à l'action du vent, le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

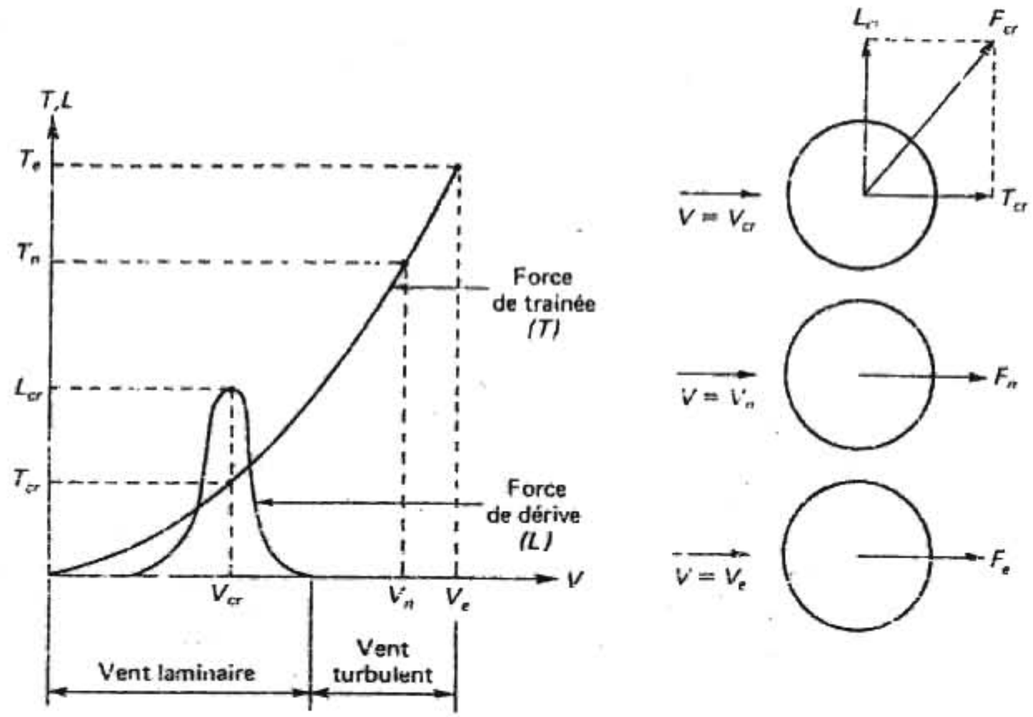


FIG. A.1 — *Représentation schématique de l'action du vent.*

A de faibles vitesses le régime du vent est généralement laminaire, les effets sur les constructions ayant un caractère statique. Un calcul à ce stade ne présente pas d'intérêt. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique, et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage (risques de résonance). Les effets du vent deviennent dynamiques. La vitesse réglementaire du vent pour laquelle on effectue le calcul à ce stade, est appelée *vitesse normale* du vent. Par définition, la vitesse normale du vent est la vitesse de pointe instantanée

www.bouquin.tk

(pointe de rafale) qui n'est atteinte ou dépassée que 3 jours sur 1 000 (1). En pratique, la connaissance précise de la vitesse normale du vent n'est utile que dans le cas des constructions de très grande importance, dans lequel cas les valeurs exactes seront établies à l'aide de relevés météorologiques.

La relation entre la vitesse du vent et la pression exercée sur une surface plane, perpendiculaire à la direction du vent a été établie par l'application du théorème de Bernoulli. Elle est fournie par la formule

$$q = \varrho\, v^2/20$$

où : q = la pression du vent en kg/m²,
v = la vitesse du vent en m/s,
ϱ = la masse volumique du m³ d'air à 15°.

Sous pression atmosphérique normale $\varrho = 1{,}25$ kg/m³, d'où :

$$q = v^2/16. \qquad \text{(A.1)}$$

Du point de vue économique, il n'est pas inutile d'essayer d'avoir des valeurs précises de ϱ quand la construction est exécutée à une altitude de plus de 1 000 m. En effet, à cause de la pression atmosphérique réduite, la valeur de q peut diminuer assez sensiblement (10 % ou plus).

Pour tous les ouvrages et particulièrement pour les ouvrages de grande hauteur, on exige un calcul supplémentaire à la *vitesse extrême* du vent, considérée par définition comme étant la plus grande vitesse instantanée à laquelle la construction peut être soumise une fois dans sa vie (40 à 60 ans). La vitesse extrême est, réglementairement, la vitesse correspondant à une pression du vent 1,75 fois plus grande que la pression engendrée par le vent à la vitesse normale. Si l'on désigne par les indices « n » et « e » les pressions et les vitesses correspondant respectivement aux vitesses normale et extrême du vent on obtient, conformément à (A.1) :

$$q_e/q_n = 1{,}75 \; ; \quad v_e/v_n = \sqrt{1{,}75}.$$

Le calcul à la vitesse extrême peut être déterminant dans le cas des ouvrages tels que les bâtiments-tours, cheminées, tours de télécommunications, soumis à la flexion composée, et en conséquence très sensibles aux variations des moments fléchissants produits par la pression du vent. Fréquemment on peut constater, dans le cas des tours élancées, un accroissement des contraintes de traction dans l'acier, de l'ordre de 80 à 100 % pour un accroissement d'environ 20 % de la pression du vent. De plus, l'action du vent à la vitesse extrême peut changer le signe des contraintes et *engendrer des tractions dans certaines sections normalement soumises à la compression.*

(1) En réalité, la notion de « vitesse du vent » ayant une signification complexe, cette définition n'est qu'approximative (voir § A.8).

Ce changement du signe des contraintes a été parfois à l'origine de sinistres dans le cas des constructions étudiées uniquement au vent normal.

b) Direction perpendiculaire à l'action du vent

De nombreuses observations ont mis en évidence le phénomène de vibration des constructions élancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible et uniquement en régime laminaire. La vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée *vitesse critique*.

La Mécanique des Fluides, et en particulier la Théorie de Karman étudie, du moins partiellement, le phénomène de vibration latérale spécifique aux structures élancées ayant une forme approchée du cylindre et placées dans le courant d'un fluide (tours, périscopes des sous-marins, etc.).

Le phénomène peut se décomposer en quatre phases qui s'enchaînent au fur et à mesure que la vitesse du vent s'accroît :

1 - Ecoulement régulier du fluide : pas de vibrations latérales.
2 - Deux tourbillons symétriques se forment à l'arrière de la tour (tourbillons de Karman) : pas de vibrations latérales.
3 - Les deux tourbillons se détachent alternativement, en gardant entre eux un intervalle constant (environ 4 à 5 fois le diamètre de la tour) : vibrations latérales d'amplitude croissante (fig. A.2).
4 - Turbulence irrégulière derrière la tour : les vibrations s'atténuent.

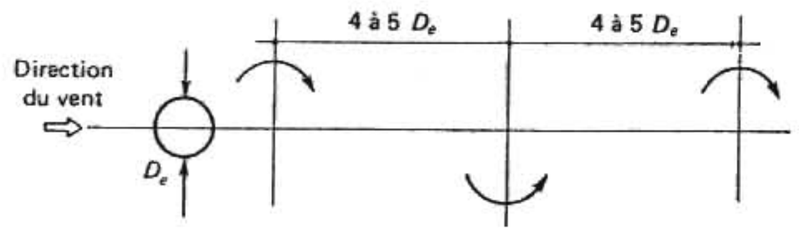


FIG. A.2 — *Les tourbillons de Karman.*

Les vibrations latérales doivent être compatibles avec le régime laminaire du vent. Il est admis de fixer conventionnellement la borne de 25 m/s entre la vitesse du vent correspondant au régime laminaire et celle correspondant au régime turbulent.

En conséquence, la vitesse critique ne peut pas être supérieure à 25 m/s. Si par un calcul théorique on trouve une vitesse critique plus grande que cette valeur, les Règles NV 65 proposent de considérer les oscillations latérales comme négligeables, étant donné l'incompatibilité entre le régime turbulent et les tourbillons de Karman.

www.bouquin.tk

EVALUATION DE LA VITESSE CRITIQUE

La vitesse critique du vent dépend du nombre de Strouhal (nombre sans dimensions)

$$S = N_v D_e/v \qquad \text{(A.2)}$$

où :

v = la vitesse du vent,
D_e = le diamètre extérieur de la tour,
N_v = la fréquence excitatrice (du vent).

Le nombre de Strouhal varie avec le nombre de Reynolds Re.

Dans les Règles NV65 on retient pour le calcul des ouvrages de révolution, une valeur constante de $S = 0{,}20$. Il est pourtant bon de se rappeler que les valeurs obtenues par les chercheurs sont très dispersées, surtout pour $Re > 10^5$.

En ce qui concerne les ouvrages à section transversale rectangulaire ou carrée, les annexes des Règles NV65 proposent $S = 0{,}25$ à $0{,}30$; nous indiquons à titre d'information que certains auteurs recommandent $S = 0{,}15$.

On considère que la construction entre en résonance sous l'effet des tourbillons de Karman au moment où la fréquence excitatrice du vent N_v coïncide avec la fréquence propre de vibration de l'ouvrage N_{pr}. Cette hypothèse simplificatrice est sujette à discussion, sans que les conséquences pratiques conduisant à l'évaluation de la vitesse critique soient mises en cause.

En remplaçant dans la relation (A.2) N_v par N_{pr}, on obtient la vitesse du vent correspondant à la résonance, donc aux vibrations maximales de l'ouvrage dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Cette vitesse qui est, par définition la vitesse critique du vent, s'exprime par la relation :

$$v_{cr} = \frac{N_{pr}\, D_e}{S} \cong \frac{N_{pr}\, D_e}{0{,}20}. \qquad \text{(A.3)}$$

Pour des tours tronconiques on peut effectuer les calculs avec une valeur moyenne de D_e.

Conformément à (A.1) la pression du vent à la vitesse critique est :

$$q_{cr} = v_{cr}^2/16.$$

A.2.2 - Etude dans la direction parallèle à celle du vent - Pression et force de traînée

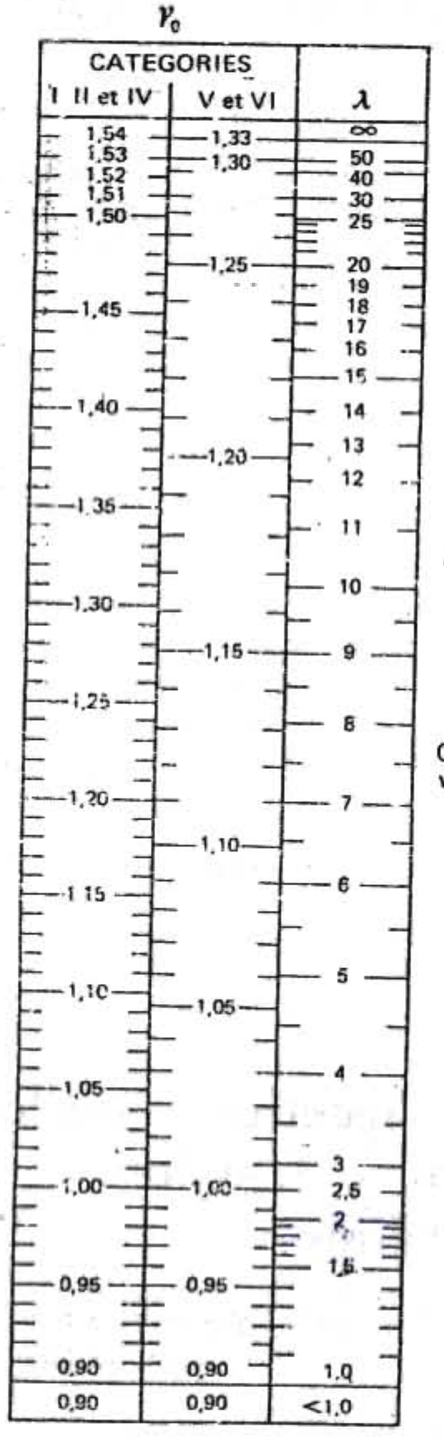
La force de traînée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent. En utilisant les notations des Règles NV65 :

$$T = c_t\, \beta\, \delta\, q\, D_e. \qquad \text{(A.4)}$$

a) Coefficient c_t

OUVRAGES DE RÉVOLUTION CYLINDRIQUES OU TRONCONIQUES

Le coefficient de traînée $c_t = c_{to}\,\gamma_o$, dépendant de l'élancement de la tour et de la rugosité de sa surface, est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la structure.



Cas général :

$$\lambda = \frac{Z^2}{S_t}$$

S_t = surface du maître-couple

Tours cylindriques :

$$\lambda = \frac{Z}{D_e}$$

D_e = diamètre extérieur

Catégories : voir fig. A.4

FIG. A.3 — *Coefficient γ_o pour constructions à base polygonale régulière ou circulaire (cheminées, tours de télévision, réfrigérants).* (FIG. R-III-10 des règles NV65).

www.bouquin.tk

On trouve c_{to} dans le tableau VII et γ_o sur la figure R-III-10 des Règles NV65 (reproduits sur les figures A.3 et A.4 de ce livre).

Catégorie	Constructions à base polygonale régulière ou circulaire		Coefficients c_{to}
I	Prismes de trois ou quatre côtés.		1,30
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies.	cinq côtés six côtés huit côtés dix côtés	1,05 0,95 0,85 0,80
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies (1) (n étant le nombre de côtés). $d \geq 0{,}28$ $d < 0{,}28$ $d\sqrt{q} \geq 1{,}5$ $0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$ $d\sqrt{q} < 0{,}5$		$1{,}05 - 0{,}25\,n$ $1{,}05 - 0{,}025\,n$ $0{,}80 - 0{,}02\,d\sqrt{q}\,(n-10)$ $0{,}85 - 0{,}005\,n$
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d).		0,75
V	Prismes de vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies. Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure (1). $d \geq 0{,}28$ (cheminées, tours) $d < 0{,}28$ $d\sqrt{q} \geq 1{,}5$ $0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$ $d\sqrt{q} < 0{,}5$		0,55 0,55 $0{,}85 - 0{,}20\,d\sqrt{q}$ 0,75
VI	Cylindres lisses à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable (1). $d \geq 0{,}28$ $d < 0{,}28$ $d\sqrt{q} \geq 1{,}5$ $0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$ $d\sqrt{q} < 0{,}5$		0,45 0,45 $0{,}90 - 0{,}30\,d\sqrt{q}$ 0,75

(1) Dans les inégalités d est exprimé en mètres et q en décanewtons par mètre carré $\simeq$ kg/m².

FIG. A.4. — *Coefficient c_{to}.* (Tableau VII des Règles NV65)

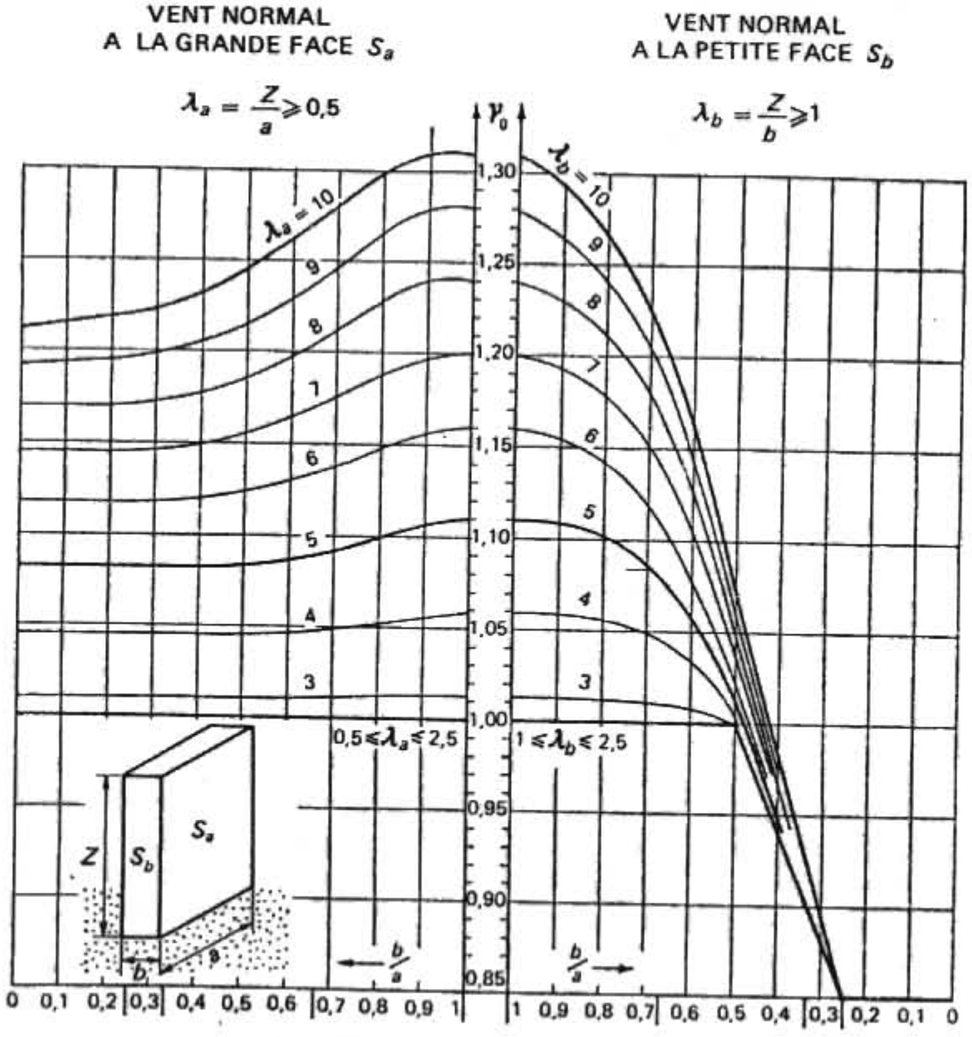
Pour un ouvrage cylindrique (ou tronconique) sans nervures $c_{to} = 0{,}55$. Le coefficient γ_o est donné en fonction de l'élancement de la construction, caractérisé par le rapport $\lambda = Z^2/S_t$ (S_t est la surface du maître-couple).

Evidemment pour une tour tronconique on obtient $\lambda = Z/D'$ où D' est le diamètre extérieur au niveau $Z/2$.

On évalue un seul coefficient c_t, valable pour toute la hauteur de la construction. Sa valeur est d'environ 0,6 ou 0,7.

Ouvrages de révolution présentant des protubérances

En ce qui concerne les ouvrages cylindriques ou tronconiques présentant des protubérances locales (plates-formes des tours de télévision par exemple), on évalue deux coefficients c_t, l'un pour la section courante, l'autre pour la zone perturbée. A titre d'information et à défaut d'essais aérodynamiques il



Nota. Pour les bâtiments-tours $c_{to} = 1{,}30$

FIG. A.5 — *Coefficient γ_o pour les constructions à base rectangulaire (bâtiments-tours).* (FIG. R-III-5 des règles NV65).

www.bouquin.tk

est recommandé d'adopter le coefficient $c_t = 1{,}2$ pour la surface enveloppe englobant les paraboles de réflexion des ondes hertziennes (appelées aussi « aériens ») disposées sur les plates-formes *ouvertes* des tours de télévision.

Pour les plates-formes *fermées* (restaurants au sommet des tours, réservoirs au sommet des cheminées) le coefficient c_t au niveau de la zone perturbée n'est pas très différent de celui évalué en section courante, sauf dans le cas des plates-formes présentant des rugosités.

Quand les rugosités sont constituées par des fenêtres disposées légèrement en saillie ou en retrait, certains auteurs préconisent, à défaut d'essais aérodynamiques, d'adopter $c_t = 0{,}7$ environ.

Ouvrages prismatiques de section rectangulaire

Le coefficient de traînée c_t, dépendant de l'élancement de la tour est égal à $1{,}3\ \gamma_o$.

On trouve γ_o sur la fig. R-III-5 des Règles NV65 (reproduite sur la figure A.5 de ce livre). Par exemple pour le rapport b/a entre la largeur et la longueur du bâtiment égal à 0,7 et le coefficient d'élancement $\lambda = Z/a = 5$ on obtient $\gamma_o = 1{,}09$, donc : $c_t = 1{,}3 \times 1{,}09 = 1{,}42$. Il faut noter que des recherches effectuées dernièrement en Angleterre tendent à prouver que si l'on évalue le coefficient c_t d'après des méthodes proches des Règles NV65, on trouve des valeurs largement surestimées par rapport à la réalité.

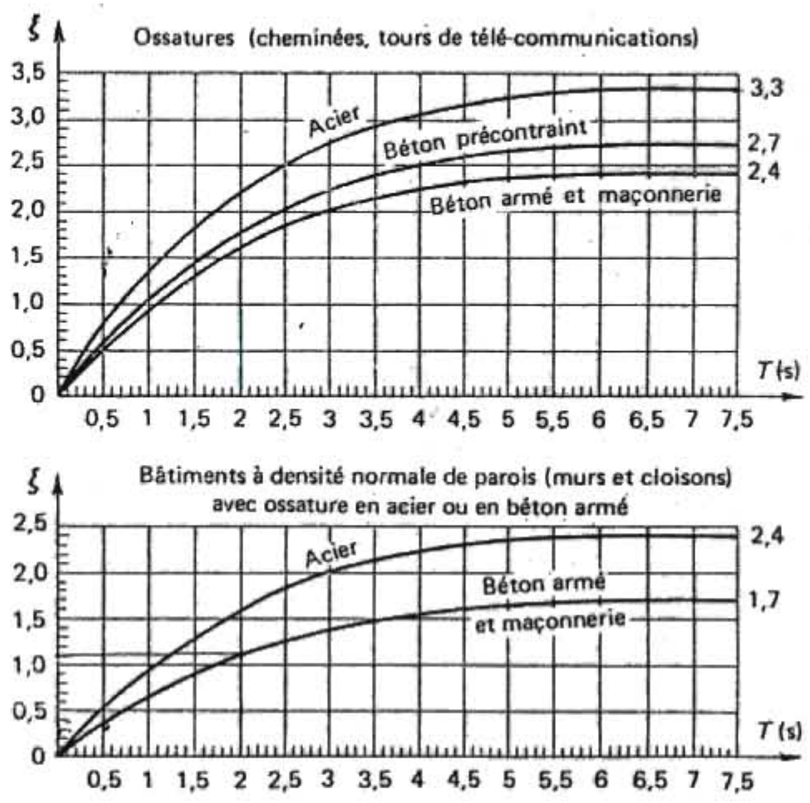


FIG. A.6 — *Coefficient ξ* (FIG. R-III-3 des règles NV65).

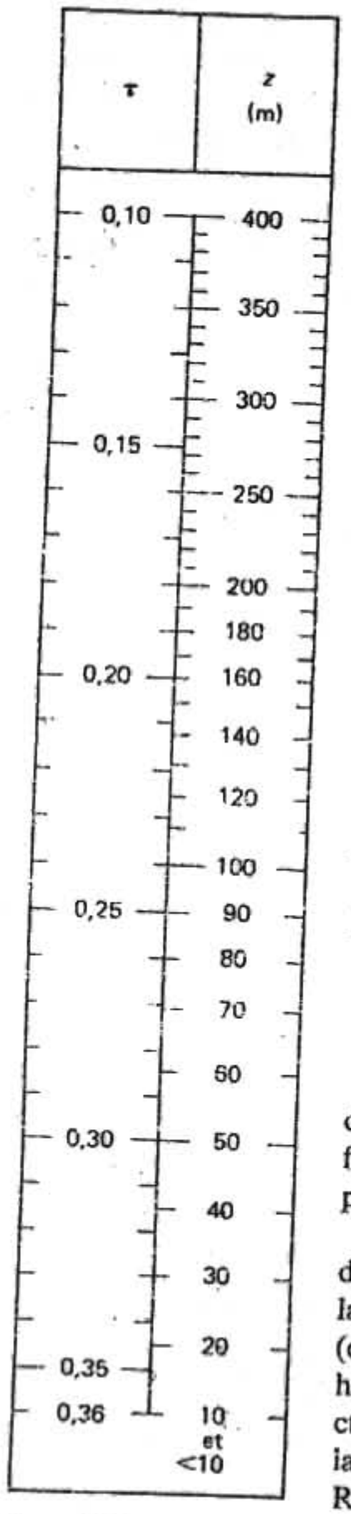


FIG. A.7 — *Coefficient* τ. (FIG. R-III-4 des règles NV65).

b) Coefficient β

Le coefficient de majoration dynamique $\beta = 1 + \xi\tau$, dépendant de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération, est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la tour. Dans ce qui suit, on suppose que la construction a plus de 60 m de hauteur et que, en conséquence, on peut négliger le coefficient global δ affectant les autres constructions (Règles NV65 § 1,51).

On trouve le coefficient de réponse ξ, sur la figure R-III-3 et le coefficient de pulsation τ sur la figure R-III-4 des Règles NV65 (reproduites respectivement sur les figures A.6 et A.7 de ce livre).

Le coefficient ξ est indiqué en fonction de la période propre de vibration, qui peut être déterminée à l'aide de l'annexe 4 des Règles NV65 (reproduites dans le paragraphe A.5 de ce livre).

Le coefficient τ est évalué en fonction du niveau pris en considération, ce qui conduit à obtenir pour une tour plusieurs coefficients β (un coefficient β pour chaque niveau de calcul).

Il est à noter que la valeur de β s'accroît légèrement en passant du sommet vers la base de l'ouvrage.

La valeur de β est généralement comprise entre 1,2 et 1,7.

c) Coefficient δ

Le coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions δ est donné par les Règles NV65 en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération.

Sur la figure R-III-2 des Règles NV65 (reproduite sur la figure A.8 de ce livre) on lit en abscisse la plus grande dimension de la surface offerte au vent (dans le calcul d'ensemble des constructions de grande hauteur, cette dimension est la hauteur de la construction) et en ordonnée le coefficient δ, en passant par la valeur de z (niveau de calcul). L'inclusion dans les Règles NV65 du coefficient δ fait suite aux observations selon lesquelles la force du vent agit par « paquets » localisés de dimensions relativement faibles. Le coefficient δ est destiné à pénaliser les

www.bouquin.tk

éléments de construction relativement petits par rapport aux ouvrages de grandes dimensions.

En effet, ces derniers ouvrages présentent une plus faible probabilité d'être frappés sur la totalité de leur surface par la même pression du vent.

La valeur de δ varie de 0,7 à 0,9.

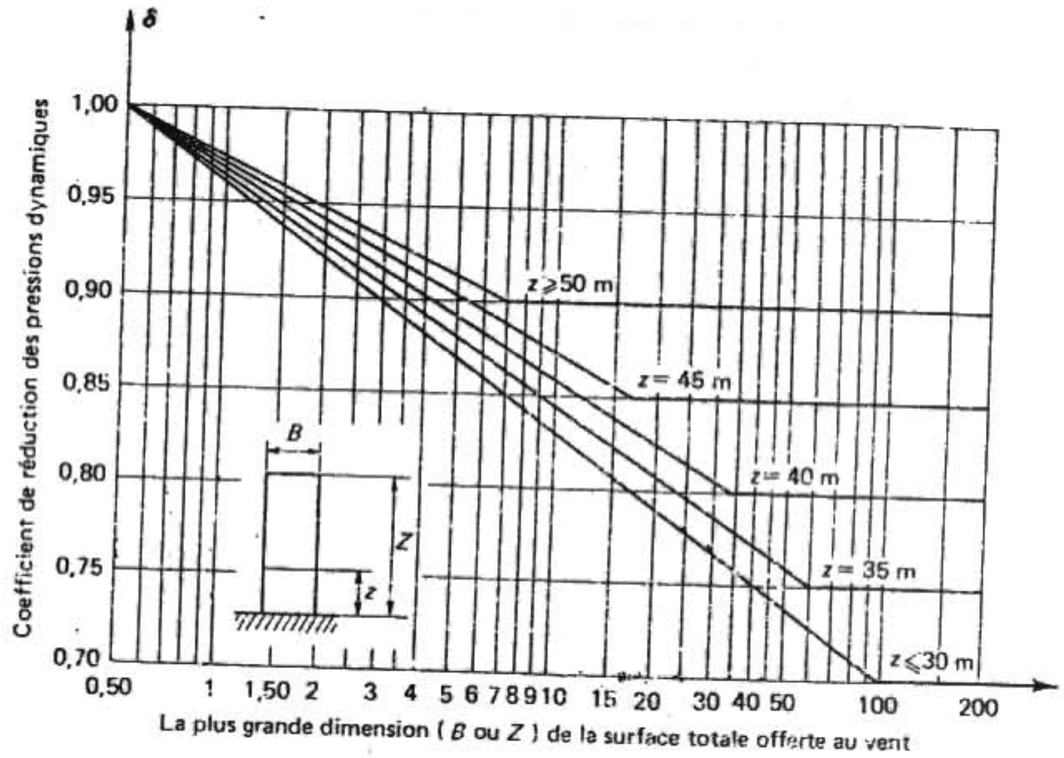


FIG. A.8 — *Coefficient* δ. (FIG. R-III-2 des règles NV65).

d) Pression du vent q

On a montré dans le § A.2.1 que :

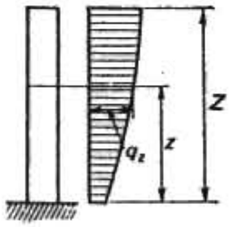
$$q_z = v^2/16. \qquad \text{(A.1)}$$

Cette relation permet d'évaluer la pression du vent à la vitesse critique q_{cr}, ainsi que les pressions du vent aux vitesses normale et extrême q_n et q_e dans le cas où l'on possède des relevés météorologiques.

Sinon, les Règles NV65 admettent de déterminer directement la pression du vent à la vitesse normale et extrême à l'aide des relations $q_n = q_z\, k_s$ et $q_e = 1{,}75\, q_n$.

où : q_z = la pression réglementaire au niveau z pris en considération (figure C-III-4 des Règles NV65 reproduite sur la figure A.9 de ce livre), et dépendant de la région, conformément à la carte reproduite sur la figure A.10 de ce livre;

z (m)	REGION I		REGION II		REGION III		z (m)
	q_z	1,75 q_z	q_z	1,75 q_z	q_z	1,75 q_z	
500	115	200	160	280	170 constant	297,5 constant	500
400							400
350							350
300	110	195	155	270			300
250		190	150	260			250
200	105	185		250			200
150		180	145	240			150
140	100	175	140	230	170	290	140
130		170	135	220		280	130
120	95	165	130	210	160	270	120
110		160	125	200	150	260	110
100	90	155	120	190	140	250	100
90		150	115	180	130	240	90
80	85	145	110	170	120	230	80
70		140	105	160	110	220	70
60	80	135	100	150	100	210	60
50		130	95	140	90	200	50
40	75	125	90	130	80	190	40
35	70	120	85	120	70	180	35
30		115	80	110	60	170	30
25	65	110	75	100	50	160	25
20	60	105	70	95	40	150	20
15	55	100	65	90	30	140	15
10	50	95	60	85	20	130	10
5	45	90	55	80	10	120	5
0	37,5	85	52,5	75	67,5	110	0
		80		70		100	
		75		65		90	
		70		60		80	
				55		70	
						60	
						50	



$q_n = q_z\, k_s$

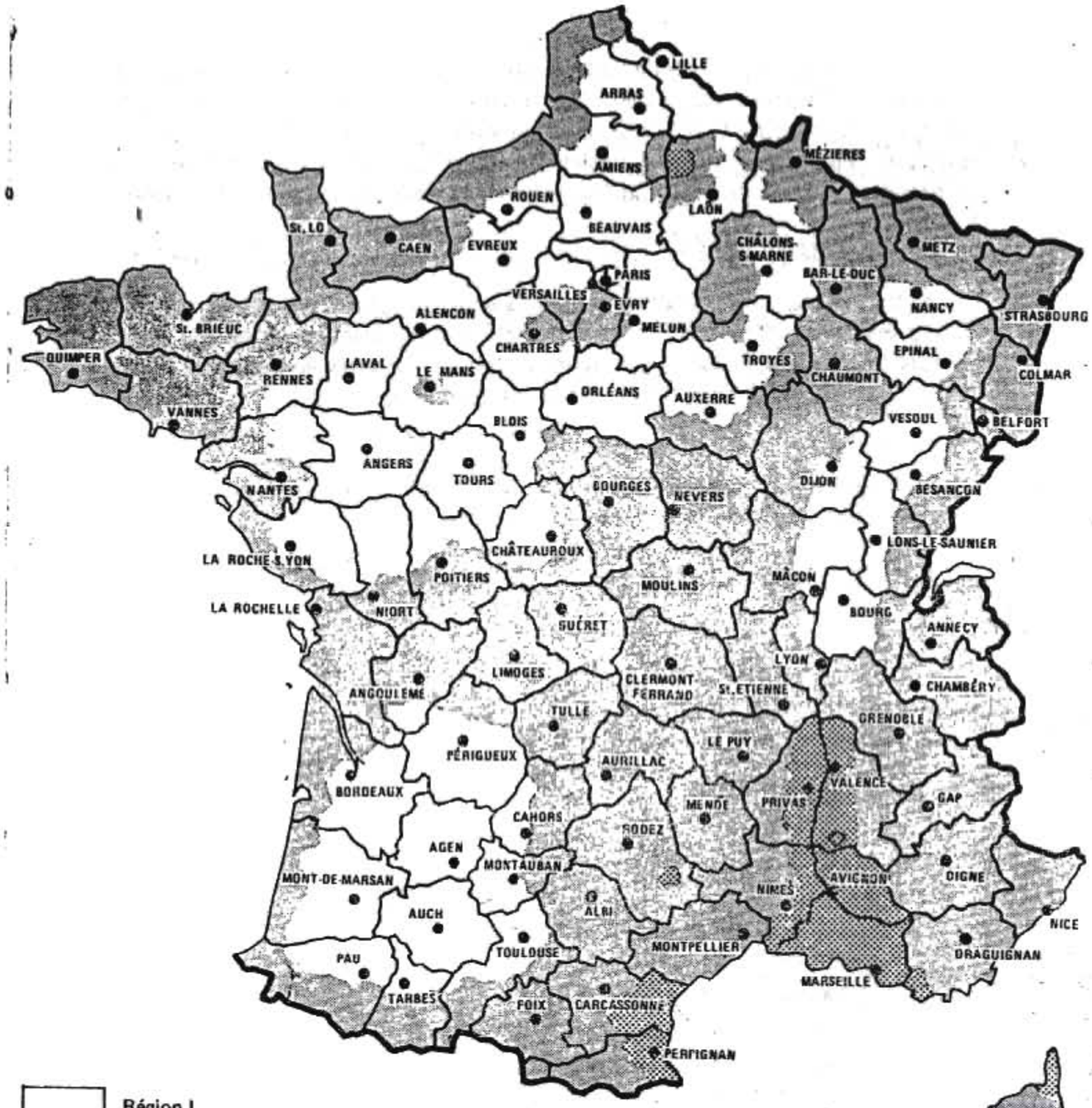
$q_s = 1{,}75\, q_z\, k_s$

Nota : les pressions q_z sont exprimées en da N/m² ≅ kg/m²

FIG. A.9 — *Valeurs des pressions q_z.* (FIG. C-III-4 des Règles NV65).

k_s = le coefficient de site (page 55 des Règles NV65, tableau reproduit sur la figure A.10 de ce livre), dépendant de l'emplacement de la construction.

www.bouquin.tk



	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,80	0,80	0,80
Site normal	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25

FIG. A.10. — *Carte des régions et tableau des valeurs du coefficient k_s*

Il faut noter que le coefficient de site est indépendant de la hauteur de l'ouvrage et dépend uniquement de la situation géographique locale (par exemple une construction située dans un vallon est considérée comme étant protégée). Toutefois, pour une construction de grande hauteur, il est déconseillé de prendre un « site protégé », même si les conditions géographiques le permettent.

La valeur de q_z doit être déterminée pour chaque niveau de l'ouvrage.

Nota. Les règles NV65 utilisent pour désigner la pression du vent q le terme de « pression dynamique ». Nous avons évité d'employer ce terme qui prête parfois à confusion, certains ingénieurs pensant, à tort, que le coefficient dynamique β est inclus dans la valeur de la pression.

e) Pression de traînée et force de traînée aux vitesses critique, normale et extrême. Liste récapitulative

Par définition $q_e/q_n = 1{,}75$.

Vitesse critique :

— pression $q_{cr} = v_{cr}^2/16$,
— pression de traînée $c_t\, \beta\, \delta\, q_{cr}$,
— force de traînée $T_{cr} = c_t\, \beta\, \delta\, q_{cr}\, D_e$.

Vitesse normale :

— pression $q_n = q_z\, k_s$,
— pression de traînée $c_t\, \beta\, \delta\, q_n$,
— force de traînée $T_n = c_t\, \beta\, \delta\, q_n\, D_e$.

Vitesse extrême :

— pression $q_e = 1{,}75\, q_n = 1{,}75\, q_z\, k_s$,
— pression de traînée $c_t\, \beta\, \delta\, q_e$,
— force de traînée $T_e = c_t\, \beta\, \delta\, q_e\, D_e$.

Les valeurs de q_z et $1{,}75\, q_z$ sont fournies par les Règles NV65. La répartition des forces du vent sur la hauteur de l'ouvrage dépend des facteurs variables (avec la hauteur) q_n, q_e, β et δ.

f) Pression maximale du vent

La valeur $q_z\, k_s\, \delta$ ne dépassera pas 173 kg/m² pour le vent normal et 303 kg/m² pour le vent extrême, afin de limiter la pression maximale de calcul à la pression maximale réelle relevée par les observatoires météorologiques.

www.bouquin.tk

A.2.3 - Etude dans la direction perpendiculaire à celle du vent - Pression et force de dérive

La force de dérive L par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.

Pour conserver une forme semblable à la force de traînée on exprime la force de dérive par la relation :

$$L = c_L\, \beta'\, \delta'\, q\, D_e. \tag{A.5}$$

a) Coefficient c_L

La détermination expérimentale du coefficient de dérive c_L a fait l'objet de nombreuses études, parfois contradictoires. Les Règles NV65 proposent $c_L = 0{,}2$.

b) Coefficient β'

La valeur du coefficient dynamique β' est fournie par la théorie des vibrations pour le cas de la structure en état de résonance. On démontre que $\beta' = \pi/\Delta$, où Δ est le décrément logarithmique de l'amortissement visqueux. La valeur de Δ varie en fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont : l'amortissement intrinsèque propre aux matériaux de construction, l'amortissement aérodynamique dû au frottement de l'air, l'énergie dissipée dans les fondations, etc. Théoriquement la valeur de Δ peut varier entre 0 (vibration non amortie) et ∞ (vibration parfaitement amortie; figure A.11).

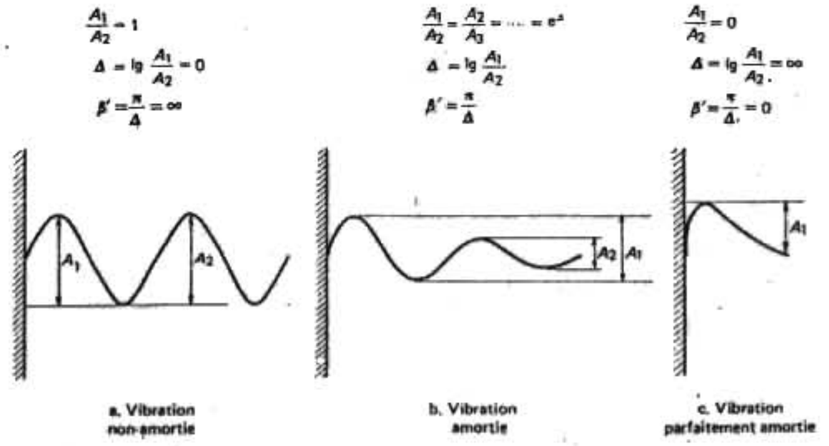


FIG. A.11 — *Relation entre le mode de vibration et le décrément logarithmique Δ.*

La valeur exacte de Δ ne peut être connue qu'après l'exécution de la construction, à partir de mesures. Les études expérimentales effectuées en vue d'établir une valeur conventionnelle de calcul pour Δ donnent des résultats très dispersés (tableau A.1).

Ouvrage	Tour Stuttgart	Tour Dresde	Tour Berlin-Ouest	Tour Hanovre	Tour Londres
Δ_1 Béton non fissuré	0,052	0,06	0,01 à 0,08	0,07	0,04
Δ_2 Béton fissuré	0,105	—	—	0,150	

Tableau A.1. — Valeurs expérimentales du décrément logarithmique

On observe que la valeur de Δ augmente sensiblement pour le béton fissuré par rapport au béton non fissuré. De plus, Δ s'accroît en même temps que l'amplitude des oscillations, fournissant pour ainsi dire, un frein à la déformation exagérée de l'ouvrage. Certains spécialistes pensent que l'accroissement de l'amortissement, qui se manifeste de plus en plus au fur et à mesure que la construction s'approche de son état limite de rupture, expliquè, tout au moins en partie, pourquoi des ouvrages qui devraient théoriquement s'effondrer sous l'action du vent, continuent à exister.

Les annexes des Règles NV65 recommandent $\Delta = 0{,}30$ pour les ouvrages en béton armé. Des expériences effectuées depuis l'apparition des Règles semblent démontrer que $\Delta = 0{,}20$ à $0{,}30$ est le décrément logarithmique de l'amortissement d'une construction à un instant voisin de la rupture.

Pour les calculs usuels, effectués dans le domaine élastique, *il est à conseiller de ne pas dépasser la valeur de* $\Delta = 0{,}15$, l'adoption d'une valeur supérieure étant nettement au détriment de la sécurité.

c) Coefficient δ'

Les Annexes des Règles NV65 recommandent $\delta' = 0{,}80$ pour toute la hauteur de la construction.

d) Pression de dérive et force de dérive à la vitesse critique

La pression du vent à la vitesse critique q_{cr} est seule intéressante pour le calcul pratique dans la direction perpendiculaire à l'action du vent (il n'y a pas de vibrations latérales en vitesse normale et extrême).

On utilise la relation $q_{cr} = v_{cr}^2/16$.

Parce que v_{cr} ne peut pas dépasser 25 m/s, la valeur de q_{cr} est limitée à 39 kg/m².

www.bouquin.tk

Afin de simplifier les calculs, on admet que tous les facteurs dans la relation (A.5) se réfèrent au sommet de la tour et que la répartition des forces du vent s'effectue selon une loi linéaire.

La force du vent par mètre linéaire au sommet est en conséquence :

$$L_{crA} = c_L\, \beta'\, \delta'\, q_{cr}\, D_e.$$

Au niveau z la pression de dérive est : $c_L\, \beta'\, \delta'\, q_{cr}$ et la force de dérive est : $L_{cr} = c_L\, \beta'\, \delta'\, q_{cr}\, D_e\, z/Z$.

Cette méthode de calcul est, en principe, valable uniquement pour l'étude des tours cylindriques. Par extension, on peut toutefois l'appliquer aux tours tronconiques en prenant en considération dans les calculs le diamètre moyen D_m à la place de D_e (voir fig. A.12).

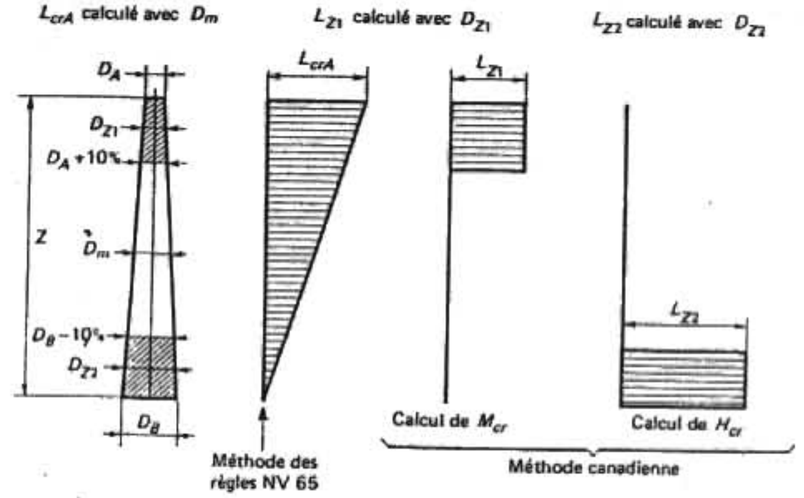


FIG. A.12 — *Calcul des pressions dans la direction perpendiculaire à l'action du vent.*

e) Force de dérive agissant sur des tours tronconiques (méthode canadienne)

Les spécialistes canadiens Prof. Davenport et Dalgliesh recommandent d'évaluer la force de dérive avec une formule proche de la relation (A.5)

$$L_z = c_L\, \beta'\, \delta'\, q_{cr}\, D_z,$$

où L_z et D_z sont respectivement la force de dérive et le diamètre de la tour tronconique au niveau z.

La pression q_{cr} est calculée à partir de la vitesse critique $v_{cr} = N_{pr}\, D_z/0{,}20$.

La hauteur affectée par la force de dérive de valeur constante L_z est déterminée par la hauteur de la tour sur laquelle le diamètre D_z diminue ou augmente de 5 % maximum.

En conséquence, sur les tours tronconiques l'excitation due aux tourbillons de Karman peut être provoquée par toute vitesse critique du vent située dans une plage correspondant à la variation du diamètre D_z. Pour chaque vitesse du vent la force de dérive agit sur une hauteur limitée de la tour. Il s'ensuit que,

sauf dans le cas où la pente est très faible, les tours tronconiques en béton armé sont soumises à des forces de dérive faibles par rapport aux forces de traînée.

En pratique, il est généralement inutile de faire plusieurs essais. Pour l'évaluation du moment fléchissant M_{cr} et de l'effort tranchant H_{cr} les plus défavorables, il suffit de prendre en considération respectivement le voisinage du sommet et le voisinage de la base (voir fig. A.12).

A.2.4 - Sollicitations d'ensemble

a) Vitesse critique

La force de calcul par unité de longueur F_{cr} est obtenue par composition géométrique :

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$$ (fig. A.1).

Cette force, évaluée à chaque niveau, permet d'établir la valeur des sollicitations d'ensemble M_{cr} (moment fléchissant) et H_{cr} (effort tranchant).

b) Vitesse normale

La force de calcul par unité de longueur :

$$F_n = T_n.$$

On obtient le moment fléchissant M_n et l'effort tranchant H_n.

c) Vitesse extrême

La force de calcul par unité de longueur :

$$F_e = T_e.$$

On obtient le moment fléchissant M_e et l'effort tranchant H_e.

A.3 - Action locale (sur la paroi)

A.3.1 - Ouvrages de révolution

Il s'agit d'ouvrages cylindriques, tronconiques, etc., dont la section transversale est annulaire sur toute la hauteur.

A.3.1.1 - PRESSION SUR LA PAROI

Sur les figures C-III-44 et R-III-11 (catégorie V) des Règles NV65 on représente la variation du coefficient c_e qui donne une idée de la répartition

www.bouquin.tk

des pressions du vent sur la paroi. L'allure générale de la courbe représentant la variation de c_e est indiquée sur la figure A.13a.

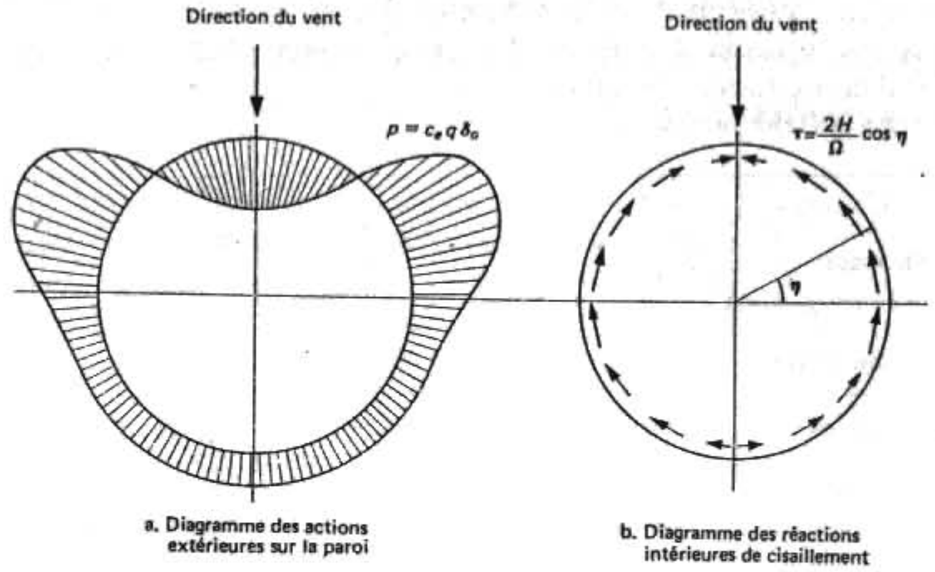


FIG. A.13 — *Effet d'ovalisation engendré par les actions extérieures et les réactions intérieures sur la paroi.*

La pression unitaire en chaque point de la paroi est $p = c_e q \delta_o$, où $q = v^2/16 = q_s k_s$.

Le calcul à la vitesse critique ne présente pas d'intérêt pratique; on évalue les valeurs de p aux vitesses normale et extrême.

La relation définissant la pression p ne contient pas de terme c_t (coefficient de traînée); en effet, la résultante des pressions unitaires $p = c_e q$ projetées sur la direction du vent est identiquement égale à la force de traînée $T = c_t \beta q D_e$ (coefficient de dimension δ_o mis à part). C'est précisément le coefficient c_t qui permet de mettre en évidence l'effet de la forme de l'ouvrage pour pouvoir passer par intégration de la pression locale sur la paroi à la force d'ensemble.

De plus, on fait généralement abstraction d'un coefficient de majoration dynamique (ayant la même nature que β), tenant compte de la vibration de l'anneau. Il est à noter que, si pour les constructions courantes en béton armé le risque de vibration annulaire est faible, par contre, les ouvrages les plus récents, de grand diamètre et faible épaisseur, ne sont plus totalement à l'abri des oscillations locales. En attendant une future réglementation qui tienne compte de ces nouveaux éléments, il faudra se montrer prudent et évaluer largement les pressions locales sur les tours dont le rapport épaisseur/diamètre est inférieur à 1/50.

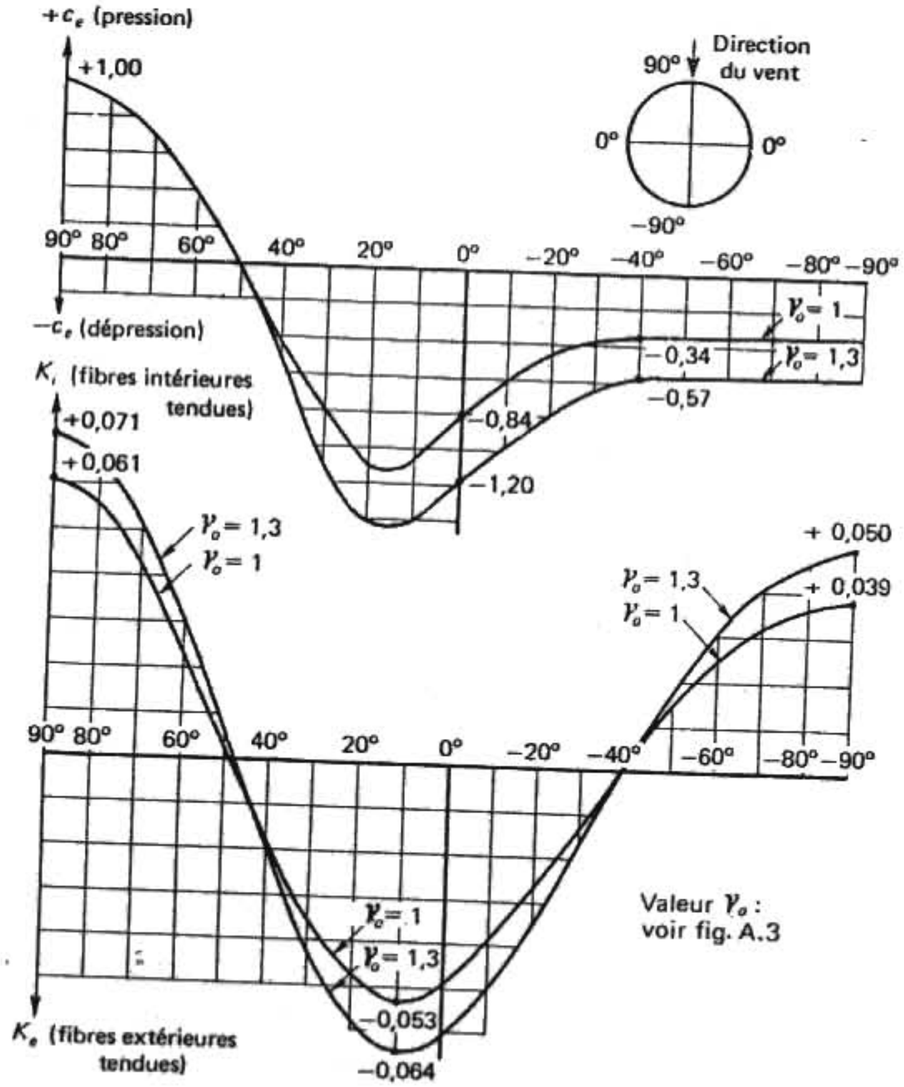
Une possibilité d'évaluation du coefficient dynamique transversal β_t est indiquée dans le § A.10.

Le coefficient de dimension δ_o est de même nature que le coefficient δ indiqué au paragraphe précédent, mais il est affecté de l'indice « o » pour bien

préciser que dans le cas des charges localisées agissant sur la paroi, la plus grande dimension de la surface offerte au vent est non plus Z, mais D_e (z continuant à être le niveau pris en considération dans le calcul).

A.3.1.2 - SOLLICITATIONS LOCALES (MOMENTS D'OVALISATION)

Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p (fig. A.13 *a*) et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi (fig. A.13 *b*).



Pression unitaire : $p = c_e\ \delta_o\ q$

Moment fléchissant d'ovalisation : $M_o = Kq\ \delta_o\ D_e$

FIG. A.14 — *Diagramme permettant de déterminer M_o.*

www.bouquin.tk

Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation $M_o = Kq\ \delta_o\ D_m^2$ qui ont été calculés pour les deux cas envisagés dans les Règles NV65 ($\gamma_o = 1$ et $\gamma_o = 1{,}3$), et qui sont représentés sur la fig. A.14. Dans ce qui suit $K = K_e$ si $M_o = M_{oe}$ et $K = K_i$ si $M_o = M_{oi}$ (M_{oe} et M_{oi} sont les moments qui mettent en traction respectivement les fibres extérieures et intérieures de la paroi annulaire).

On obtient les valeurs suivantes à prendre en compte dans l'étude d'une tour, compte tenu des valeurs de c_e données par les Règles NV65.

1. $\gamma_o = 1$

Face au vent (90°) fibres intér. tendues : $K_i = 0{,}061$; $M_{oi} = 0{,}061\ q\ \delta_o\ D_m^2$.
Face latérale ($\cong$ 0°) fibres extér. tendues : $K_e = 0{,}053$; $M_{oe} = 0{,}053\ q\ \delta_o\ D_m^2$.

2. $\gamma_o = 1{,}3$

Face au vent (90°) fibres intér. tendues : $K_i = 0{,}071$; $M_{oi} = 0{,}071\ q\ \delta_o\ D_m^2$.
Face latérale ($\cong$ 0°) fibres extér. tendues : $K_e = 0{,}064$; $M_{oe} = 0{,}064\ q\ \delta_o\ D_m^2$.

Les efforts normaux et les efforts tranchants sont, dans la plupart des cas, négligeables dans le calcul pratique.

Les déformations transversales correspondantes f_i sont les suivantes :

1. $\gamma_o = 1$

Face au vent (90°) fibres intérieures tendues : $f_i = \dfrac{0{,}82\ q\ \delta_o\ D_m^4}{100\ E_i\ I}$.

Face latérale ($\cong$ 0°) fibres extérieures tendues : $f_i = \dfrac{0{,}41\ q\ \delta_o\ D_m^4}{100\ E_i\ I}$.

2. $\gamma_o = 1{,}3$

Face au vent (90°) fibres intérieures tendues : $f_i = \dfrac{q\ \delta_o\ D_m^4}{100\ E_i\ I}$.

Face latérale ($\cong$ 0°) fibres extérieures tendues : $f_i = \dfrac{0{,}55\ q\ \delta_o\ D_m^4}{100\ E_i\ I}$.

Le moment d'inertie de la section unitaire annulaire est $I = h_o^3/12$.

A.3.2 - Ouvrages prismatiques de section transversale rectangulaire

La plupart des bâtiments-tours sont des ouvrages prismatiques de section transversale rectangulaire. L'action du vent sur la paroi ne présente généralement pas d'importance, les planchers absorbant les efforts résultants.

Il faut noter toutefois un cas où l'action sur la paroi doit être prise en considération. Il s'agit de la vérification des bâtiments-tours construits en coffrage

glissant avant l'exécution des planchers. Un calcul approximatif peut être effectué à partir d'une pression q sur l'unité de surface de paroi.

On connaît le cas de plusieurs bâtiments-tours construits en coffrage glissant dont les murs ont été provisoirement renforcés avec des poutrelles métalliques afin d'éviter des désordres avant l'exécution des planchers. Enfin, il faut noter les dernières recherches anglaises [1] qui tendent à prouver que la pression locale sur la face au vent est nettement plus forte que celle généralement utilisée dans les calculs ($c = 1{,}5$ au lieu de $c = 0{,}8$), atteignant $c = 2{,}5$ aux angles des façades. Il convient en conséquence d'être prudent dans les calculs concernant les allèges ou les meneaux prévus entre les baies vitrées, ainsi que dans le choix de l'épaisseur des vitrages.

D'après ces mêmes recherches la succion sur la face sous le vent, généralement considérée égale à $c = 0{,}5$, est en réalité nettement plus faible.

Des essais en soufflerie effectués pour la tour Maine-Montparnasse confirment dans les grandes lignes les résultats de ces recherches.

A.4 - Calcul pratique

a) Sollicitations d'ensemble

1. ETAPE A.

Déterminer les coefficients c_t, β, δ, k_s, c_L, β', δ', les pressions q_z, et calculer les pressions q_n, q_e et q_{cr}.
Utiliser les Règles NV65 (voir extraits § A.5).

2. ETAPE B.

Calculer les pressions de traînée et de dérive $c_t \beta \delta q_n$, $c_t \beta \delta q_{cr}$, $c_t \beta \delta q_e$ et $c_L \beta' \delta' q_{cr}$.

3. ETAPE C.

Calculer les forces de traînée par mètre linéaire T_n, T_{cr} et T_e ainsi que les forces de dérive par mètre linéaire L_{cr}.

Utiliser les formules :

$$T_n = c_t \beta \delta q_n D_e$$
$$T_{cr} = c_t \beta \delta q_{cr} D_e$$
$$T_e = c_t \beta \delta q_e D_e$$
$$L_{cr} = c_L \beta' \delta' q_{cr} D_e z/Z$$

www.bouquin.tk

4. ETAPE D.

Comparer F_n avec $F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$.
Si $F_{cr} > F_n$, remplacer F_n par F_{cr}.
Calculer les sollicitations d'ensemble H_n, H_e, M_n et M_e.

Utiliser les méthodes de la Résistance des matériaux pour le calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants d'une console sous l'effet des charges F_n et F_e par unité de longueur.

b) Sollicitations locales

Ce calcul présente un intérêt uniquement pour les tours de section annulaire.

1. Déterminer les coefficients K_e et K_t, ainsi que δ_o.

2. Calculer les moments d'ovalisation par unité de longueur M_{oe} et M_{ot}.

Utiliser les formules :

$$M_{oe} = K_e q \delta_o D_m^2$$
$$M_{ot} = K_t q \delta_o D_m^2$$

La pression q peut prendre les valeurs q_n et q_e.

Exemple numérique (fig. A.15, tableaux A.2, A.3)

On évalue les sollicitations provoquées par le vent sur un mât cylindrique présentant les caractéristiques suivantes : hauteur $Z = 120$ m, diamètre extérieur $D_e = 5$ m, période propre de vibration $T_{pr} = 1{,}2$ s, rapport des dimensions $\lambda = Z/D_e = 120/5 = 24$, région II, site exposé.

La vitesse critique du vent est :

$$v_{cr} = \frac{D_e}{ST_{pr}} = \frac{5}{0{,}2 \times 1{,}2} = 20{,}8 \text{ m/s},$$

et la pression critique $q_{cr} \frac{v^2}{16} = \frac{20{,}8^2}{16} = 27$ kg/m².

Avec un décrément logarithmique $\Delta = 0{,}15$ il en résulte

$$\beta' = \pi/\Delta = 3{,}14/0{,}15 = 21.$$

Après avoir effectué les calculs on constate que la force du vent à la vitesse normale dépasse la force du vent à la vitesse critique.

Pour les tours en béton armé cette situation se présente fréquemment, tandis que, en ce qui concerne les tours métalliques, il est usuel de constater que la force du vent à la vitesse critique dépasse la force du vent à la vitesse normale. La raison principale est la faible valeur de l'amortissement visqueux Δ des tours métalliques, par rapport aux tours en béton armé.

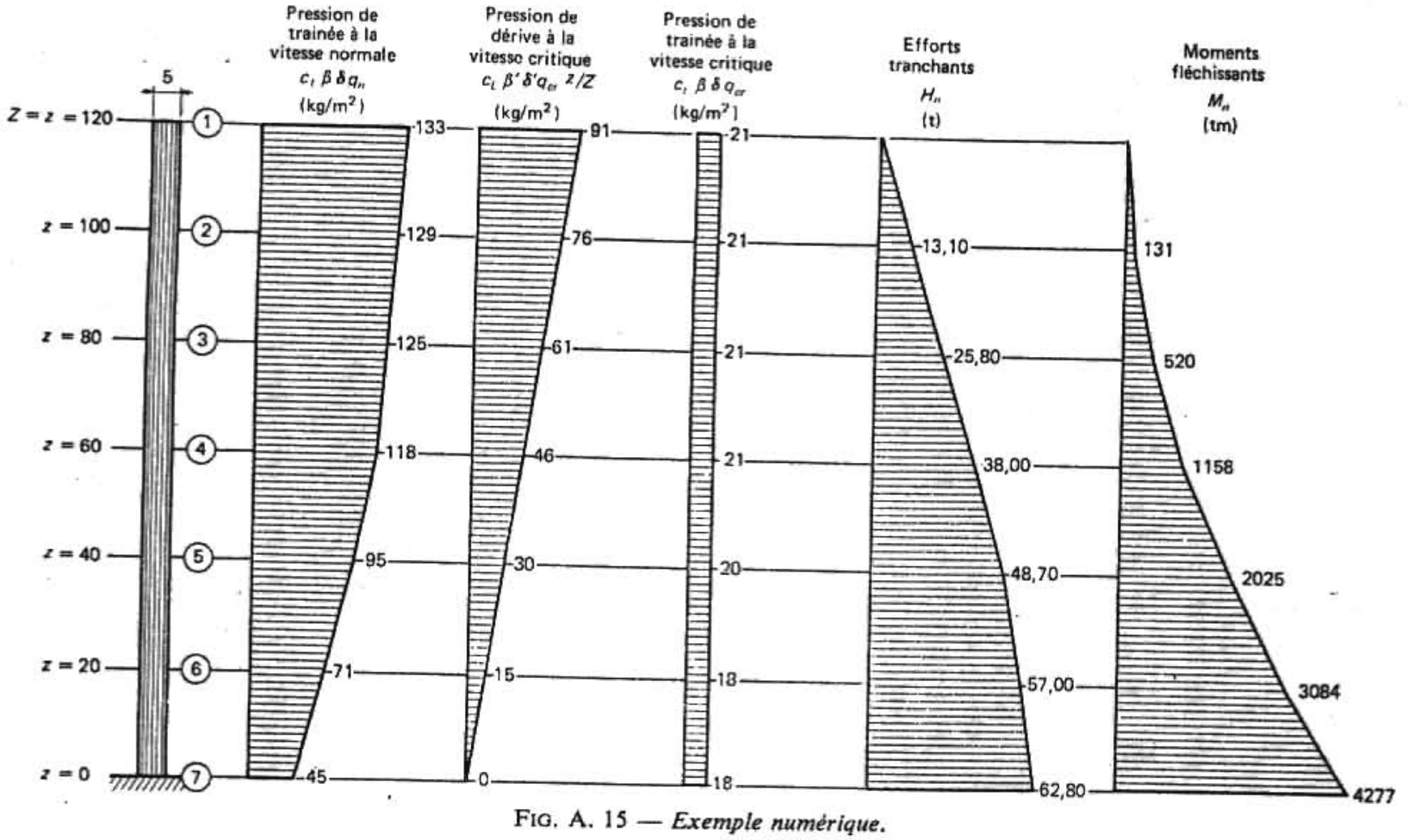


FIG. A. 15 — *Exemple numérique.*

Niveau	Cote z	Etape A : coefficients de calcul et pressions q_n, q_e et q_{cr} — Vent normal et vent extrême										Vent critique			
		c_{to}	γ_o	$c_t = c_{to}\,\gamma_o$	τ	ξ	$\beta = 1 + \xi\tau$	δ	k_s	q_z	$q_n = q_z\,k_s$	$q_e = 1{,}75\,q_n$	c_L	$\beta' = \pi/\Delta$	δ'	$q_{cr} = v_{cr}^2/16$
—	m	—	—	—	—	—	—	—	—	kg/m²	kg/m²	kg/m²	—	—	—	kg/m²
1	120	0,55	1,26	0,69	0,23	1,0	1,23	0,90	1,30	134	174	304	0,2	21	0,8	27
2	100	"	"	"	0,24	"	1,24	0,90	"	129	168	294	"	"	"	"
3	80	"	"	"	0,26	"	1,26	0,90	"	122	159	278	"	"	"	"
4	60	"	"	"	0,29	"	1,29	0,90	"	114	148	259	"	"	"	"
5	40	"	"	"	0,32	"	1,32	0,80	"	101	131	229	"	"	"	"
6	20	"	"	"	0,35	"	1,35	0,70	"	83	108	189	"	"	"	"
7	0	"	"	"	0,36	"	1,36	0,70	"	53	69	121	"	"	"	"

$D_e = 5$ m
$v_{cr} = 20{,}8$ m/s
$L_A = c_L\,\beta'\,\delta'\,q_{cr} = 91$ kg/m²

Etape B : pressions de trainée et dérive — Trainée		Dérive		Etape C : forces de trainée et dérive — Trainée		Dérive		Etape D : sollicitations d'ensemble — Forces de calcul			Efforts tranchants		Moments	
$c_t\,\beta\,\delta\,q_n$	$c_t\,\beta\,\delta\,q_e$	$c_L\,\beta'\,\delta'\,q_{cr}\,z/Z$	$c_t\,\beta\,\delta\,q_{cr}$	$T_n = c_t\,\beta\,\delta\,q_n\,D_e$	$T_e = c_t\,\beta\,\delta\,q_e\,D_e$	$L_{cr} = L_A\,D_e\,z/Z$	$T_{cr} = c_t\,\beta\,\delta\,q_{cr}\,D_e$	$F_n = T_n$	$F_e = T_e$	$F_{cr} = \sqrt{T_{cr}^2 + L_{cr}^2}$	H_n (1)	H_e	M_n (1)	M_e
kg/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t	t	tm	tm
133	232	91	21	0,67	1,16	0,46	0,10	0,67	1,16	0,47	—	—	—	—
129	226	76	21	0,64	1,13	0,38	0,10	0,64	1,13	0,39	13,10	23,00	131	229
125	218	61	21	0,63	1,09	0,31	0,10	0,63	1,09	0,33	25,80	45,10	520	910
118	206	46	21	0,59	1,03	0,23	0,10	0,59	1,03	0,25	38,00	66,50	1 158	2 020
95	166	30	20	0,48	0,83	0,15	0,10	0,48	0,83	0,18	48,70	85,20	2 025	3 550
71	124	15	18	0,35	0,62	0,08	0,09	0,35	0,62	0,12	57,00	99,80	3 084	5 400
45	79	0	18	0,23	0,40	0,00	0,09	0,23	0,40	0,09	62,80	110,00	4 277	7 490

(1) Pour le calcul de H_n et M_n on tient compte de la plus grande valeur entre F_n et F_{cr}.

Tableau A.2. — Sollicitations d'ensemble

www.bouquin.tk

$$M_{ot} = K_t\ \delta_o\ q_n\ D_m^2$$
$$M_{oe} = K_e\ \delta_o\ q_n\ D_m^2$$

Niveau	Cote z	Valeurs de calcul						Moments d'ovalisation			
		K_t	K_e	δ_o	q_n	D_m	D_m^2	Vent normal		Vent extrême	
								M_{ot}	M_{oe}	M_{ot}	M_{oe}
—	m	—	—	—	kg/m²	m	m²	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m
1	120	0,069	0,062	0,92	174	4,80	23,00	254	228	445	400
2	100	"	"	0,92	168	"	"	246	221	430	386
3	80	"	"	0,92	159	"	"	232	208	406	365
4	60	"	"	0,92	148	"	"	216	194	378	340
5	40	"	"	0,89	131	"	"	185	166	324	291
6	20	"	"	0,87	108	"	"	149	134	251	234
7	0	"	"	0,87	69	"	"	95	86	166	151

Tableau A.3. — Sollicitations locales

www.bouquin.tk

Les moments d'ovalisation sont calculés en tenant compte d'un diamètre moyen $D_m = 4{,}80$ m; les coefficients K sont obtenus par interpolation pour $\gamma_o = 1{,}26$ (entre $\gamma_o = 1$ et $\gamma_o = 1{,}3$).

A.5 - Extraits des Règles NV65

Afin de réunir dans ce livre tous les éléments nécessaires à l'étude des ouvrages de grande hauteur, nous reproduisons quelques figures, formules et tableaux, extraits des Règles NV65.

Toutes les notations des Règles NV65 ont été maintenues à l'exception de :

Z = hauteur totale de la construction (à la place de h),
z = hauteur de la construction à partir de la base (à la place de H).

Par exemple, q_z remplace dans ce livre q_H des Règles NV65.

A.5.1 - Evaluation des coefficients et pressions réglementaires

Voir figures A.3 à A.10.

A.5.2 - Evaluation de la période propre de vibration

a) Tours de section annulaire

1. Masse répartie sur toute la hauteur (cheminées, pylônes, etc.)

Prismes ou cylindres de section constante

Si l'on désigne par :

Z : la hauteur du prisme ou du cylindre,
p : son poids par unité de longueur,
I : le moment d'inertie de sa section,
E_t : le module d'élasticité instantané du béton armé,

la période T est donnée par :

$$T = 1{,}79\, Z^2 \sqrt{\frac{p}{g\, E_i\, I}}.$$

Troncs de cône à sections homothétiques

Toutes les sections horizontales sont homothétiques par rapport à un centre d'homothétie C situé sur la verticale du centre de gravité 0 de la base (fig. A.16).

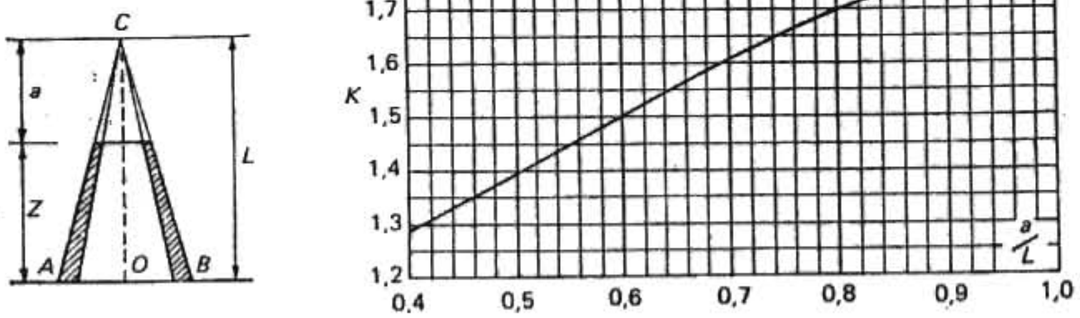


FIG. A.16 — *Période propre de vibration. Troncs de cône de section homothétique.*

Si l'on désigne par :

L : la distance du centre d'homothétie à la base,
a : la distance de ce centre à l'extrémité supérieure du tronc de cône,
Z : la hauteur du tronc de cône,
p : le poids par unité de longueur au niveau de la section de base AOB,
E_i : le module d'élasticité instantané du béton armé,
I : le moment d'inertie de la section de base,

la période T est donnée par :

$$T = KZ^2 \sqrt{\frac{p}{g\, E_i\, I}},$$

où le coefficient K est lu sur la courbe de la figure A.16 en fonction du rapport a/L.

Troncs de cône ou de pyramide quelconques

La méthode proposée ci-dessous a été spécialement établie pour permettre la détermination des périodes de vibration des tours dont les sections ne sont pas homothétiques par rapport à un centre d'homothétie, mais varient néanmoins linéairement depuis la base jusqu'au sommet, ce qui est un cas courant dans la pratique.

www.bouquin.tk

Si l'on désigne par (fig. A.17) :

Z : la hauteur de la tour,
d : le diamètre extérieur à la base de la tour,
d_s : le diamètre extérieur au sommet de la tour,
e : l'épaisseur de la paroi résistante à la base de la tour,
e_s : l'épaisseur de la paroi résistante au sommet de la tour,
I : le moment d'inertie de la section résistante de la base (compte non tenu de l'éventuel revêtement intérieur),
E_i : le module d'élasticité instantané du béton armé,
p : le poids par unité de longueur au niveau de la section de base y compris le poids du revêtement éventuel,

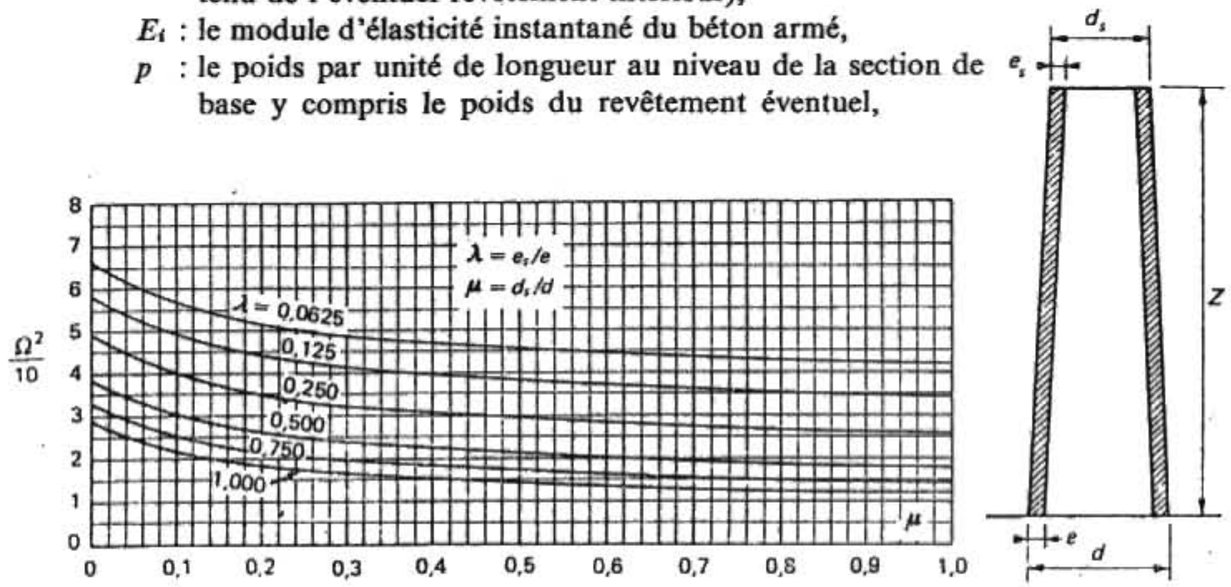


FIG. A.17 — *Période propre de vibration. Troncs de cône ou de pyramide quelconques.*

la période T est donnée par :

$$T = \frac{2\,\pi\, Z^2}{\Omega} \sqrt{\frac{p}{g\, E_i\, I}},$$

Ω étant déterminé sur l'abaque figure A.17 en fonction des rapports

$$\lambda = e_s/e; \quad \mu = d_s/d.$$

2. MASSE CONCENTRÉE REPOSANT SUR UN SUPPORT DE MASSE NON NÉGLIGEABLE (TOURS DE TÉLÉCOMMUNICATIONS, ETC.)

Inertie du support constante sur toute la hauteur

En désignant par :

p : le poids du support par unité de longueur,
P : le poids de la masse concentrée,
Z : la hauteur du support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante,
I : le moment d'inertie de la section du support,

la période T est donnée par :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{P'}{g}\frac{Z^3}{3E_iI}}$$

où $P' = P + 33/140\, pZ$.

Inertie du support variable avec la hauteur

On peut appliquer la formule précédente au cas de réservoirs reposant sur un support d'inertie variable à condition de remplacer I par l'inertie équivalente du support (obtenue par la méthode d'égalisation des flèches); dans ce cas si P'' est le poids total du support, on prend $P' = P + 33\,P''/140$.

3. Masse supposée concentrée en divers niveaux

La formule approchée suivante est due à Rayleigh.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\Sigma_1^n (P_i f_i^2)}{g f_n}} \qquad \text{(fig. A.18)}$$

où : P_i est le poids supposé concentré au centre de gravité de chaque tronçon,
f_i est la flèche prise par la structure au niveau de chaque tronçon sous l'action d'une force horizontale unitaire appliquée au sommet de l'ouvrage,
g est l'accélération de la gravité.

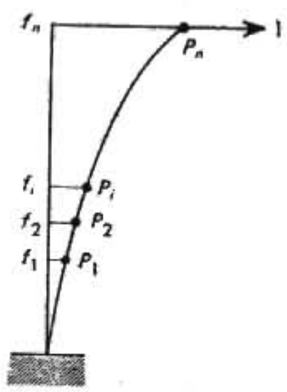


Fig. A.18 — *Période propre de vibration. Masse supposée concentrée en divers niveaux. Fondation parfaitement encastrée.*

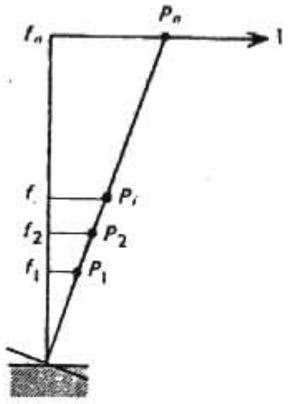


Fig. A.19 — *Période propre de vibration. Masse supposée concentrée en divers niveaux. Fondation susceptible de tourner autour du point d'encastrement.*

Cette formule est utilisée dans le cas des ouvrages pour lesquels les formules simples précédentes ne peuvent pas s'appliquer (masses non uniformément réparties, etc.).

Par ailleurs, la formule de Rayleigh est employée pour les structures où l'on craint une rotation assez importante de la fondation, due aux tassements différentiels ou à la déformation des pieux. La rotation de la fondation a pour conséquence un accroissement parfois non négligeable de la période propre de vibration de l'ouvrage.

Aux flèches f_i et f_n produites par la déformation de la structure on ajoute les flèches f_i et f_n engendrées par la rotation de la fondation, la structure étant supposée indéformable (fig. A.19).

www.bouquin.tk

L'évaluation des flèches f_i et f_n est effectuée en considérant, comme précédemment, l'ouvrage soumis à l'action d'une force unitaire appliquée au sommet.

b) Bâtiments-Tours

Dans les formules suivantes :

T : est la période propre en secondes,
Z : est la hauteur totale du bâtiment en m,
D_x : est la dimension en plan dans la direction considérée en m.

Pour les bâtiments-tours de 20 à 30 étages ces formules ne représentent qu'une première approximation, un calcul plus exact étant généralement indispensable dans le cadre d'une étude d'exécution.

Contreventement par murs de maçonnerie ou de béton banché

$$T = 0{,}06\,\frac{Z}{\sqrt{D_x}}\sqrt{\frac{Z}{2\,D_x + Z}}.$$

Contreventement par voiles de béton armé

$$T = 0{,}08\,\frac{Z}{\sqrt{D_x}}\sqrt{\frac{Z}{D_x + Z}}.$$

Contreventement par ossature de béton armé

$$T = 0{,}09\,\frac{Z}{\sqrt{D_x}}.$$

A.6 - Contraintes réglementaires

L'article 7 des Règles CCBA68 permet d'établir une liaison entre les sollicitations évaluées conformément aux Règles NV65 et les contraintes correspondantes.

Sollicitations du premier genre.

Il s'agit d'une vérification des constructions sous l'action du *vent normal*, qui doit prouver leur bon comportement *en service*. En conséquence, pour éviter les désordres dans la structure on ne doit pas dépasser les *contraintes admissibles en service* $\bar{\sigma}_b'$ et $\bar{\sigma}_a$.

Dans le cas de bâtiments-tours, on doit, en outre, limiter les déformations afin d'assurer le confort des occupants.

Sollicitations du deuxième genre.

La vérification des constructions sous l'action du *vent extrême* doit prouver leur stabilité *hors service*, quand la valeur maximale de la capacité portante est atteinte. Les Règles CCBA68 prévoient de multiplier la *sollicitation d'ensemble ou locale* produite par le vent extrême par le coefficient

$$\gamma_w = 1{,}10 - (0{,}5\ P/G),$$

où : P = la sollicitation maximale développée par les surcharges,
G = la sollicitation due à la charge permanente.

Pour les cheminées, tours de télécommunications et réfrigérants $\gamma_w \cong 1{,}1$ (ce qui revient en fait à multiplier les sollicitations dues au vent normal par $1{,}1 \times 1{,}75 = 1{,}925$). Pour les bâtiments-tours $1{,}0 < \gamma_w < 1{,}1$.

L'étude doit prouver que *les contraintes limites* (généralement $1{,}5\ \bar{\sigma}'_b$ pour le béton et σ_{en} pour l'acier) ne sont pas dépassées, et que, en conséquence, la stabilité d'ensemble de l'ouvrage n'est pas menacée. On démontre ainsi que sous cette sollicitation exceptionnelle, l'ouvrage ne subit que des désordres de faible importance et que les vies humaines ne sont pas mises en danger.

Remarque. Une nouvelle réglementation sur l'action du vent est en ce moment à l'étude. Cette réglementation tiendrait compte des dernières recherches effectuées en France et à l'étranger [2], ainsi que de l'introduction du calcul du béton armé aux états-limites. La notion de « risque accepté » en fonction de la durée de vie souhaitée pour un ouvrage serait envisagée en fonction d'une nouvelle approche statistique et probabiliste des problèmes concernant l'action du vent. Les changements prévus étant très importants, de nombreuses discussions et polémiques ont lieu, et continueront probablement après la parution des futures Règles.

En attendant la cristallisation des idées sur l'action du vent, l'auteur de ce livre pense que l'application d'un règlement, même discutable du point de vue scientifique, ne pourra jamais conduire à des mécomptes, pourvu que ce règlement soit justifié par l'expérience et que l'étude de l'ouvrage qui en résulte soit basée sur le bon sens et les règles de bonne construction (qui d'ailleurs ne figurent dans aucun texte officiel).

En ce qui concerne l'expérience que l'on a des Règles NV65, on peut dire qu'aucun désordre important dû aux effets du vent n'a été signalé en France depuis son application.

www.bouquin.tk

A.7 - Déformations d'ensemble et moments secondaires des tours de section annulaire

Des considérations d'ordre esthétique imposent l'exécution des tours et cheminées de plus en plus élancées. Il y a quelques années, on dépassait rarement le rapport 1/10 entre le diamètre à la base et la hauteur de l'ouvrage. Maintenant, ce rapport est de l'ordre de 1/15 et parfois 1/20.

L'étude des déformations devient importante pour ces ouvrages élancés. Parmi les désordres que les déformations excessives peuvent provoquer, on peut citer la perturbation de la transmission des images dans le cas des rotations importantes du sommet des tours de télévision ou bien la dislocation des revêtements en briques dans le cas de déplacements importants des cheminées. Il ne faut pas non plus oublier l'effet de fatigue provoqué dans les matériaux soumis à des oscillations répétées et alternées. En outre, les moments secondaires M' engendrés par le poids propre de la tour déformée peuvent apporter un supplément de sollicitation parfois non négligeable ($M' = \Sigma\ gf$, g étant le poids propre pour chaque tronçon de tour pris en considération et f la flèche correspondante).

Dans ce qui suit on passera en revue les problèmes soulevés par l'action du vent sur les ouvrages élancés de section annulaire. A titre exceptionnel, dans ce chapitre consacré en principe uniquement aux effets du vent, on fera aussi l'analyse des effets provoqués par l'ensoleillement dissymétrique. Les déformations et les moments secondaires dûs à la différence entre la dilatation de la face exposée au soleil et la face abritée sont étudiés parallèlement avec les déformations et les moments secondaires produits par l'action du vent.

A.7.1 - Rotation du sommet

a) Rotation due à l'ensoleillement

Pour une tour cylindrique la valeur de l'angle de rotation θ_s due à l'ensoleillement est égal à

$$\theta_s = \frac{\mu T Z}{D_e} \qquad \text{(A.6)}$$

où : T est la différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée,

μ est le module de dilatation linéaire,

D_e est le diamètre extérieur supposé constant sur toute la hauteur de l'ouvrage.

b) Rotation due à l'action du vent

Si l'on suppose un encastrement parfait de la fondation, le calcul peut être effectué avec les méthodes usuelles de la résistance des matériaux. Un ordre de grandeur est fourni par la relation

$$\theta_v = \frac{p\, Z^3\, D_e}{6\, E_t\, I} \qquad \text{(A.7)}$$

où : p est la pression du vent supposée constante sur toute la hauteur de la tour (par exemple $p = c_t\, \beta\, \delta\, q_n$ s'il s'agit d'un calcul au vent normal),

I est le moment d'inertie en section homogénéisée de la tour supposée de section constante sur toute sa hauteur,

E_t est le module d'élasticité instantané du béton armé.

Si le sol est déformable, l'angle supplémentaire de rotation au sommet de la tour engendré par le tassement différentiel est fourni par la relation suivante, obtenue en supposant la structure infiniment rigide :

$$\theta_t = M/CI_f \qquad \text{(A.8)}$$

où : M est le moment d'encastrement à la base de la tour,

C est le module de tassement du sol,

I_f est le moment d'inertie de la fondation dans le sens de l'action du vent.

Remarque sur la rotation du sommet des tours de télévision.

La valeur de l'angle θ au sommet d'une tour de télévision est limitée par les cahiers des charges afin d'assurer une transmission acceptable des images quelles que soient les conditions météorologiques. L'ordre de grandeur de l'angle θ admissible est d'environ 3/1 000 radians. Le cumul entre les rotations produites par le vent θ_v et θ_t, et celle produite par l'ensoleillement θ_s, doit être effectué sans exagération, le vent de grande intensité étant rarement compatible avec l'ensoleillement maximal. Souvent les cahiers des charges imposent un angle θ admissible calculé ou bien sous vent normal sans ensoleillement, ou bien sous l'effet de l'ensoleillement sans vent (T = 20 à 30° à mi-épaisseur de la paroi). A titre d'exemple on peut indiquer que des mesures effectuées en Allemagne sur la tour de Ochsenkopf ont fourni la valeur maximale de 0,380° à une hauteur de 161 m.

www.bouquin.tk

A.7.2 - Déformations d'ensemble

Le calcul des *déformations d'ensemble* s'effectue en deux étapes.

a) Déformation due à l'ensoleillement (fig. A.20 a)

La flèche au sommet de la tour est approximativement égale à

$$f_s = Z\, \theta_s/2$$

où θ_s est la rotation du sommet définie par l'équation (A.6).

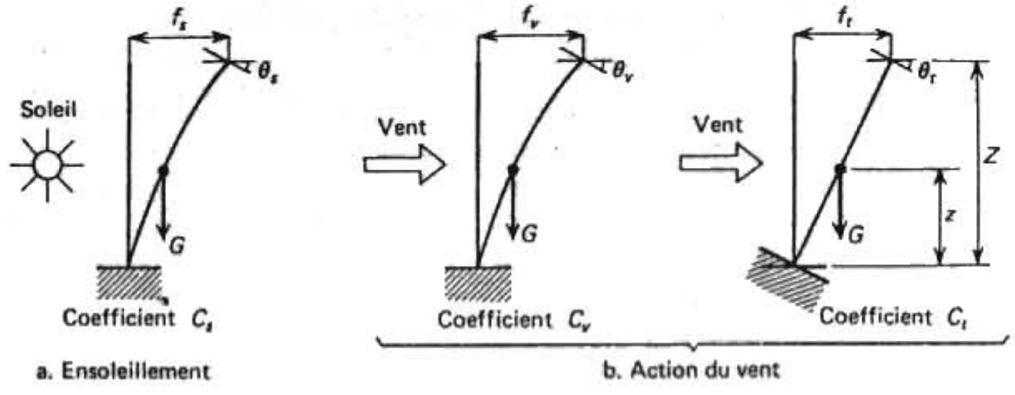


FIG. A.20 — *Rotation du sommet, moments secondaires, déformations d'ensemble.*

b) Déformation due à l'action du vent (fig. A.20 b)

La flèche f_v due à l'action du vent sur une tour parfaitement encastrée dans la fondation est évaluée conformément aux méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

Un ordre de grandeur est fourni par la relation $f_v = (3/4)\, Z\, \theta_v$, où θ_v est la rotation au sommet définie dans l'équation (A.7).

Si le sol est déformable, la flèche supplémentaire f_t engendrée par le tassement différentiel peut être évaluée avec la relation $f_t = Z\, \theta_t$, où θ_t est la rotation au sommet définie dans l'équation (A.8).

A.7.3 - Moments secondaires

Dans le cas des tours très élancées les *moments secondaires* dus à la déformation de l'ouvrage ou du sol ne peuvent généralement pas être négligés.

a) Moment secondaire dû à l'ensoleillement (fig. A.20 a)

Le moment M'_s d'encastrement à la base engendré par la déformation due à l'ensoleillement a la valeur approchée $M'_s = GC_s$, où $C_s = f_s\, (z/Z)^2$, f_s étant

la flèche au sommet de la tour définie dans le § A.7.2 et z l'altitude du centre de gravité. Dans cette relation G est le poids total de l'ouvrage; la déformée a été considérée de forme parabolique.

b) Moment secondaire dû à l'action du vent (fig. A.20 b)

Une valeur approchée du moment secondaire est indiquée ci-dessous. Le moment secondaire final a été évalué en prenant en considération la limite de la série constituée par les moments secondaires successifs engendrant des déformations qui, à leur tour, produisent d'autres moments secondaires (1).

$$M'_v = M\,(C_v\,C_t - 1)$$

où : M'_v = le montant secondaire, compte tenu des déformations dues à l'action du vent sur la structure,

M = le moment d'ensemble initial (primaire) calculé pour la tour considérée comme une console verticale,

$C_v = 1/(1 - a)$ = coefficient tenant compte de la déformation de la construction engendrée par l'action du vent, en supposant le sol parfaitement rigide et la tour élastique,

$C_t = 1/(1 - b)$ = coefficient tenant compte de la rotation de la construction engendrée par l'action du vent, en supposant le sol élastique et la tour parfaitement rigide,

$a = Gz^2/(4\,E_t\,I)$ (la valeur de a est généralement évaluée par excès),

$b = Gz/(I_F\,C)$,

z est l'ordonnée du centre de gravité de l'ouvrage, l'origine étant située au niveau du sol,

I est le moment d'inertie en section homogénéisée de la tour supposée de section constante,

I_F est le moment d'inertie de la fondation dans le sens de l'action du vent,

G est le poids total de la tour concentré dans son centre de gravité (poids propre + surcharges),

E_t est le module instantané,

C est le module du tassement du sol.

Il est à noter que les relations mentionnées ci-dessus supposent une section de béton homogène et que, par conséquent, les valeurs obtenues sont plus faibles qu'en réalité.

Si la construction est soumise à des tractions importantes, il est conseillé d'évaluer le moment secondaire engendré par l'action du vent en supposant l'ouvrage fissuré (voir paragraphe suivant).

(1) En principe le moment secondaire produit par l'ensoleillement aurait dû être évalué de la même manière; toutefois, étant donné sa moindre importance, on s'est contenté du premier terme de la série.

www.bouquin.tk

Toutes ces formules sont valables pour un ouvrage de forme cylindrique. Une tour tronconique peut être remplacée dans le calcul par une tour cylindrique équivalente, ayant au sommet la même flèche que l'ouvrage réel. Une première approximation peut être donnée par une tour cylindrique équivalente, de section constante égale à la section de la tour réelle au tiers de sa hauteur à compter de la base.

Exemple numérique.

Soit une tour de section annulaire, hauteur $Z = 120$ m, épaisseur constante $h_o = 30$ cm, diamètre extérieur $D_e = 5$ m, diamètre moyen $D_m = 4{,}70$ m.

Avec $\mu = 10^{-5}$ et $T = 30°$, la rotation due à l'ensoleillement est

$$\theta_s = \frac{10^{-5} \times 30 \times 120}{5} = 7{,}2 \times 10^{-3}\ \text{rad.}$$

Le moment d'inertie $I = h_o\,(D_m/2)^3\,\pi = 0{,}30 \times 2{,}35^3 \times \pi = 12{,}2$ m^4, en section homogénéisée $I \cong 1{,}15 \times 12{,}2 = 14$ m^4, le module d'élasticité instantané $E_t = 3 \times 10^6$ t/m^2, la pression du vent $p = 0{,}1$ t/m^2. La rotation due à l'action du vent est $\theta_v = \dfrac{0{,}1 \times 120^3 \times 5}{6 \times 3 \times 10^6 \times 14} = 3{,}4 \times 10^{-3}$ rad.

En considérant le tassement différentiel on obtient, avec $M = 3\,600$ tm, $C = 6$ kg/cm^3 (ou 6 000 t/m^3) et $I_f = 350$ m^4, $\theta_t = \dfrac{3\,600}{6\,000 \times 350} = 17 \times 10^{-3}$ rad.

La flèche au sommet, sous l'effet de l'ensoleillement, est

$$f_s = 120\,\frac{7{,}2 \times 10^{-3}}{2} = 0{,}43\ \text{m.}$$

Les flèches f_v et f_t sont, respectivement, $f_v = \dfrac{3}{4}\,120 \times 3{,}4 \times 10^{-3} = 0{,}31$ m et $f_t = 120 \times 17 \times 10^{-3} = 0{,}20$ m.

On remarquera la déformation relativement grande due à l'ensoleillement.

Avec $G = 1\,400$ t et $z = Z/2 = 60$ m, le moment secondaire dû à l'ensoleillement est $M'_s = 1\,400 \times 0{,}43\,(60/120)^2 = 151$ tm.

Afin de trouver les moments secondaires dus à l'action du vent on détermine les coefficients

$$a = \frac{1\,400 \times 60^2}{4 \times 3 \times 10^6 \times 14} = 0{,}03 \quad \text{et} \quad b = \frac{1\,400 \times 60}{350 \times 6\,000} = 0{,}04.$$

Avec $C_v = 1/(1 - 0{,}03) = 1{,}03$ et $C_t = 1/(1 - 0{,}04) = 1{,}04$, on obtient $M'_v = 3\,600\,(1{,}03 \times 1{,}04 - 1) = 250$ tm.

A.7.4 - Calcul du moment d'inertie de la section fissurée

Le calcul en section fissurée se justifie quand la contrainte de traction du béton $\sigma_b = (V/\Omega) - (Mv/I)$ dépasse la résistance de traction à la rupture σ_{28} (dans cette relation I est le moment d'inertie en section homogénéisée, $v = D_e/2$).

La méthode exposée ci-dessous s'inspire des recommandations des Règles CCBA68. article 50.

Pour la section fissurée on remplace I par I_f déterminé à partir de la relation

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_i I_f} = \frac{\varepsilon_b' + \varepsilon_a}{D_e} \qquad \text{(fig. A.21)}$$

tenant compte du raccourcissement du béton comprimé et de l'allongement de l'acier tendu (r est le rayon de courbure de la tour soumise à la flexion).

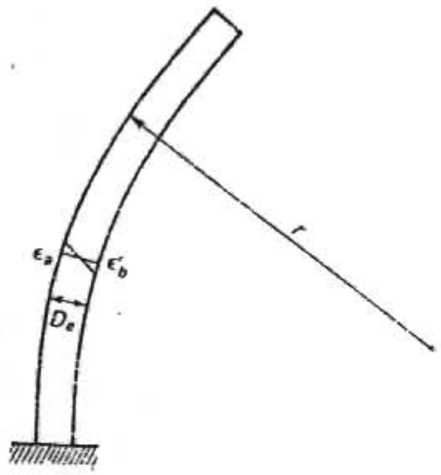


FIG. A.21 — *Evaluation du moment d'inertie de la section fissurée.*

Les termes de cette relation sont définis comme suit :

$\varepsilon_b' = \sigma_b'/E_i$ où E_i est le module d'élasticité sous charges instantanées,

$\varepsilon_a = \sigma_{am}/E_a$ où σ_{am} est la contrainte moyenne de traction des aciers, définie par la théorie de M. Brice, c'est-à-dire

$$\sigma_{am} = \sigma_a - \frac{\sigma_{28}}{2\,\varpi_f}.$$

www.bouquin.tk

Dans cette dernière formule on peut prendre $\varpi_f = \Sigma\,\varpi\,\%$ (pourcentage total des armatures dans la section) en considérant que dans le cas d'une tour de grande hauteur les fissures sont ouvertes sur toute l'épaisseur h_o.

Les oscillations provoquées par le vent ont tendance à disloquer le béton tendu entre les fissures; de plus, dans le cas des cheminées, le béton tendu risque d'être désorganisé par les effets du gradient thermique. En conséquence, il est recommandé de limiter la valeur du coefficient tenant compte de la contribution du béton tendu $\sigma_{28}/2\,\varpi_f$ en respectant les bornes suivantes :

— pour les cheminées $\sigma_{28}/2\,\varpi_f \leqslant \sigma_a/3$,
— pour les tours autres que les cheminées $\sigma_{28}/2\,\varpi_7 \leqslant \sigma_a/2$.

En posant $\frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_b' + \varepsilon_a)\,ME_i}{D_e\,ME_i} = \frac{M}{E_i\,I_f}$ on obtient la valeur de

$$I_f = \frac{D_e\,M}{E_i\,(\varepsilon_b' + \varepsilon_a)}.$$

En pratique, il faut examiner chaque section du point de vue de la fissuration et utiliser I_f à la place de I (dans le cas des sections où la contrainte de traction $\sigma_b > \overset{*}{\sigma}_{28}$) pour l'évaluation des déformations et des moments secondaires.

Exemple numérique

Soit une tour présentant à la base les caractéristiques suivantes :
$M = 50\,000$ tm, $E_a = 21 \times 10^6$ t/m², $E_i = 3{,}45 \times 10^6$ t/m², $D_e = 18$ m, $\sigma_a = 1\,900$ kg/cm², $\sigma_b' = 126$ kg/cm², $\sigma_{28} = 22$ kg/cm², $\Sigma\,\varpi = 0{,}6$, $\varpi_f = \Sigma\,\varpi\,\% = 0{,}6\,\%$.

Le coefficient $\frac{\sigma_{28}}{2\,\varpi_f} = \frac{22 \times 100}{2 \times 0{,}6} = 1\,840$ kg/cm² étant plus grand que $\sigma_a/2 = 950$ kg/cm², on utilise dans les calculs cette dernière valeur. On obtient $\sigma_{am} = 1\,900 - 950 = 950$ kg/cm², d'où $\varepsilon_a = \frac{\sigma_{am}}{E_a} = \frac{9\,500}{21 \times 10^6} = 450 \times 10^{-6}$.

Avec $\varepsilon_b' = \frac{\sigma_b'}{E_b} = \frac{1\,260}{3{,}45 \times 10^6} = 365 \times 10^{-6}$, on obtient

$$I_f = \frac{D_e\,M}{E_i\,(\varepsilon_b + \varepsilon_a)} = \frac{18 \times 50\,000}{3{,}45 \times 10^6 \times (450 + 365) \times 10^{-6}} = 320 \text{ m}^4.$$

A titre de comparaison on évalue le moment d'inertie de la même section considérée homogène ayant une épaisseur $h_o = 0{,}35$ m.

$$I \cong h_o\,(D_m/2)^3\,\pi = 0{,}35 \times 8{,}825^3 \times \pi = 755 \text{ m}^4.$$

En considérant que le ferraillage apporte un supplément d'environ 15 %, on obtient en définitive $I = 1{,}15 \times 755 = 870$ m⁴.

A.8 - Signification de la notion de « vitesse du vent »

Le problème qui consiste à définir une vitesse conventionnelle pour le calcul des effets du vent est particulièrement complexe. Quelques notions fondamentales sur ce problème peuvent être utiles aux ingénieurs qui, au-delà des règlements, désirent avoir une idée des réalités physiques.

a) Le vent moyen

Les caractéristiques mécaniques des instruments de mesure utilisés en ce moment rendent pratiquement impossible le tracé d'une courbe enveloppe des vitesses instantanées du vent. Les instruments les plus perfectionnés permettent de mesurer la vitesse moyenne du vent sur 2 ou 3 s; en conséquence, la courbe enveloppe continue enregistrée par ces instruments est en réalité une enveloppe des vitesses moyennes sur 2 ou 3 s. Pour le calcul pratique des

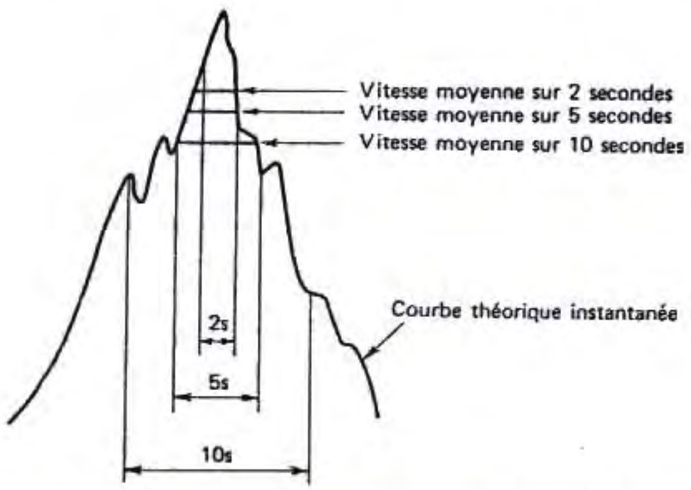


FIG. A.22 — *Vitesses moyennes sur diverses périodes de temps.*

constructions cette précision est d'ailleurs absolument satisfaisante; en effet, une pointe de rafale ayant une durée de moins de 2 s, n'est généralement pas capable d'imprimer un effort suffisamment soutenu pour entraîner l'oscillation d'une construction. Il est évident que, par rapport à la moyenne sur 2 s, la vitesse moyenne évaluée sur un temps plus long, par exemple 5 s, présente une valeur inférieure (fig. A.22). Dans [3], le diagramme reproduit sur la

www.bouquin.tk

figure A.23 permet de rapporter la vitesse du vent moyen sur t secondes, à la vitesse du vent moyen sur une heure (vent horaire).

On voit que la notion de « vitesse du vent » est insuffisante si l'on ne précise pas quelle est la vitesse moyenne du vent enregistrée. A titre d'indication, le rapport entre la vitesse moyenne du vent sur 3 s et celle du vent horaire est d'environ 1,5.

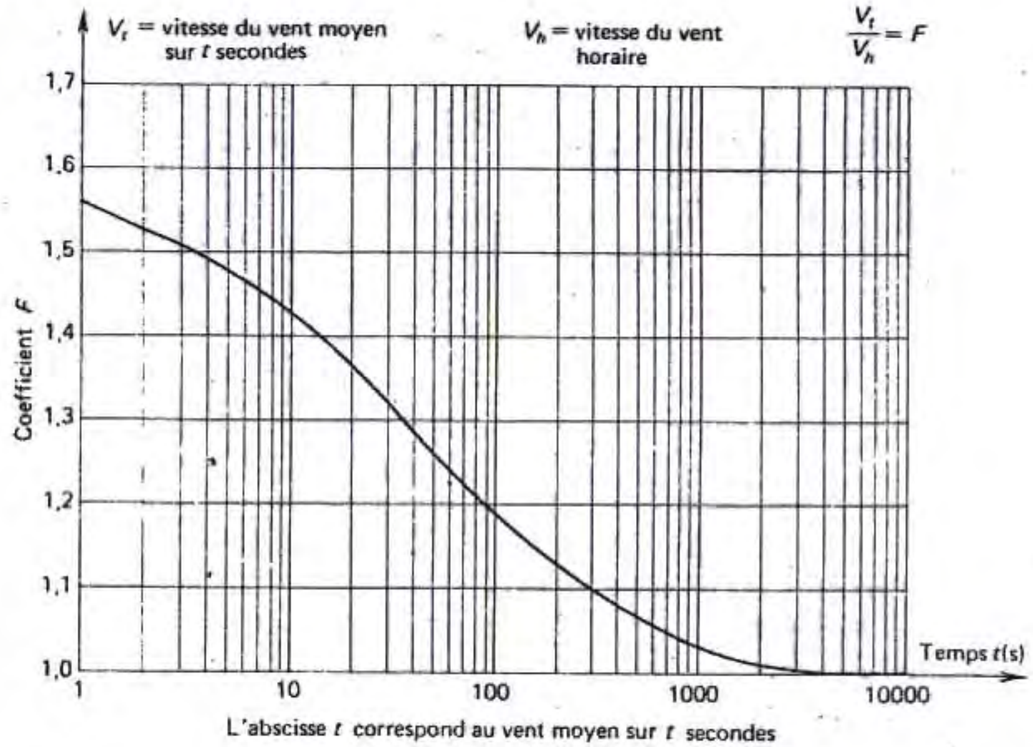


FIG. A.23 — *Equivalence entre le vent horaire et le vent moyen sur t secondes.*

Dire, par exemple, qu'une construction est soumise à l'action d'un vent de 50 m/s signifie seulement que la vitesse moyenne du vent est de 50 m/s; il faudra indiquer la période sur laquelle on a enregistré ou calculé cette moyenne pour pouvoir tirer un renseignement utile.

b) Vitesse de base et vitesse de pointe

Les vitesses moyennes du vent relevées sur des périodes assez longues ont des valeurs relativement stables pour un site défini, à une altitude donnée. Par contre, si la période au cours de laquelle on établit la moyenne est relativement courte, le diagramme de la vitesse du vent peut se présenter sous forme de dents de scie, ses fluctuations étant très prononcées. Le Professeur Davenport (Canada) recommande d'envisager la vitesse du vent comme étant constituée par une vitesse de base (moyenne sur 10 mn ou horaire), autour de

laquelle se situent les fluctuations provoquées par la vitesse de pointe. Cette représentation schématique (fig. A.24) est de plus en plus répandue parmi les spécialistes (1).

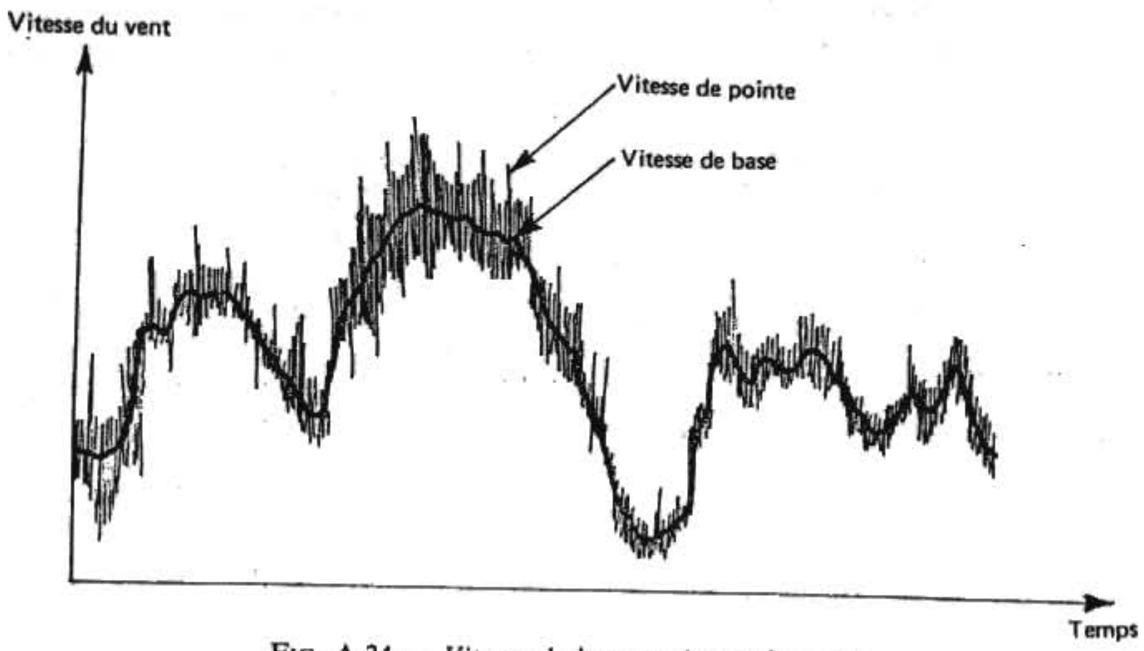


FIG. A.24 — *Vitesse de base et vitesse de pointe.*

c) Excitation et réponse

Si l'on examine les courbes écrêtées des vitesses du vent sur une période suffisamment longue (par exemple un jour) et des oscillations correspondantes d'une structure, on s'aperçoit qu'elles ont la même allure (fig. A.25 a). Par contre, si l'on isole un segment de chacune des deux courbes pour tracer un détail à grande échelle, on constate une différence sensible entre l'excitation et la réponse de la structure (fig. A.25 b et c). La courbe des oscillations dépend notamment du degré de flexibilité de la construction. Une construction élancée ayant une période propre de vibration relative grande, présente des grandes amplitudes de vibration; dans la courbe des oscillations (fig. A.25 b) on ne retrouve que très vaguement l'allure de la courbe des vitesses de pointe, les vibrations s'inscrivant dans les grandes lignes autour du tracé de la courbe moyenne des vitesses (ou des oscillations) indiquée sur la figure A.25 a. Par contre, une construction rigide ayant une petite période propre de vibration, présente des amplitudes si faibles, qu'elles ne parviennent pas à faire beaucoup dévier le tracé de la courbe des oscillations. Cette courbe suit de près, avec un léger

(1) Certains auteurs utilisent l'expression de « vitesse moyenne » à la place de « vitesse de base ». Nous avons préféré la deuxième expression qui, d'après nous, prête moins à confusion.

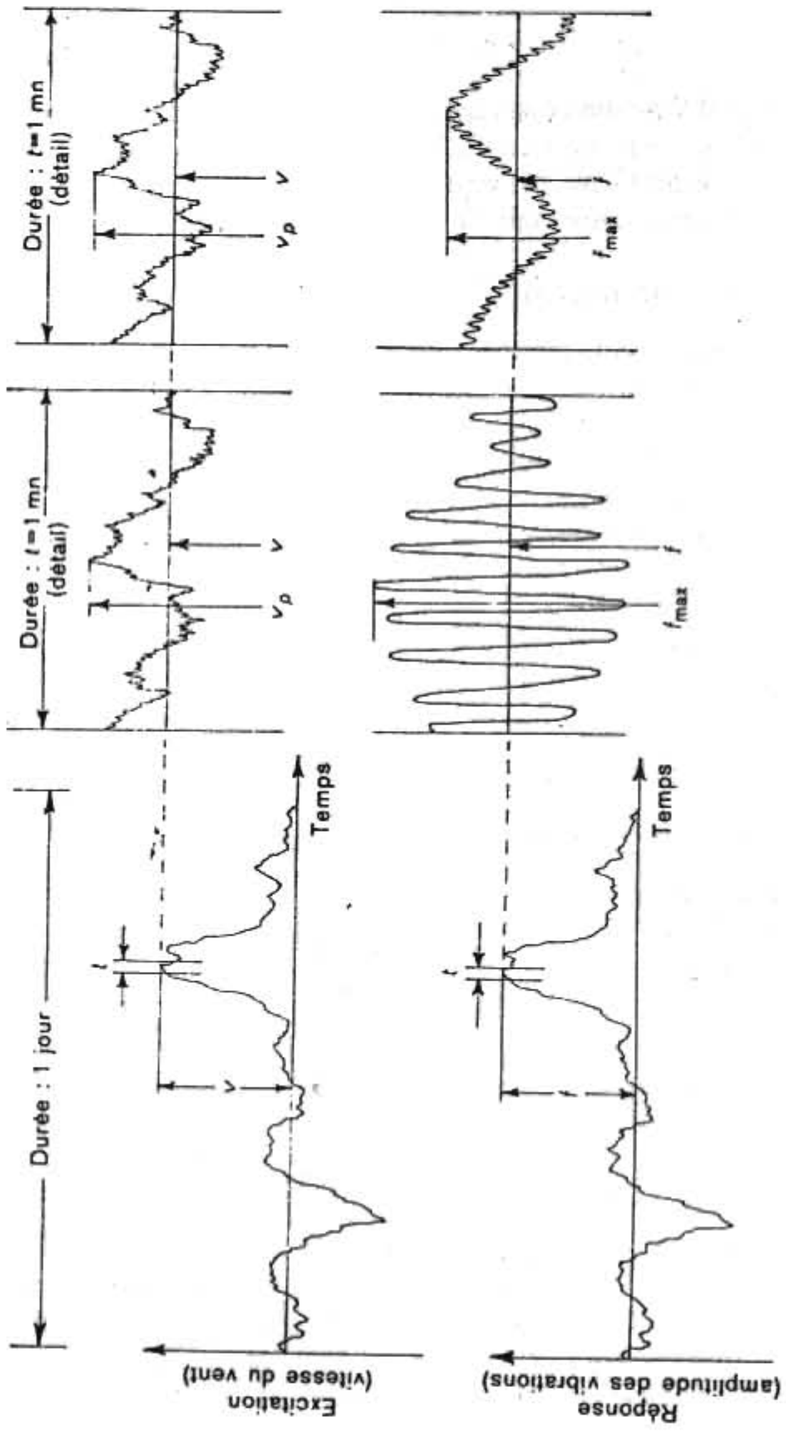


FIG. A.25 — *Excitation et réponse.*

www.bouquin.tk

décalage dans le temps, la courbe des excitations (fig. A.25 c). A la limite, pour une construction infiniment rigide, la courbe des oscillations aurait pratiquement la même allure que celle des excitations. Ces observations sont à la base des recommandations de certains chercheurs qui conseillent d'effectuer le calcul des constructions élancées à partir de la vitesse moyenne sur une longue période en appliquant un coefficient dynamique en fonction de la période propre de vibration de la structure, et le calcul des constructions rigides à partir de la vitesse de pointe en négligeant le facteur dynamique.

d) Critères probabilistes

Les spécialistes s'orientent de plus en plus vers une approche probabiliste du problème de l'action du vent sur les constructions. Cette approche est fondée sur l'idée que pour toute vitesse du vent adoptée pour un ouvrage il y aura toujours une probabilité (évidemment faible) qu'elle soit dépassée pendant un orage exceptionnel; plus grande sera la durée de vie de l'ouvrage, plus grande sera cette probabilité. On voit que l'approche probabiliste lie la vitesse du vent adoptée dans les calculs au degré de sécurité désiré pour l'ouvrage.

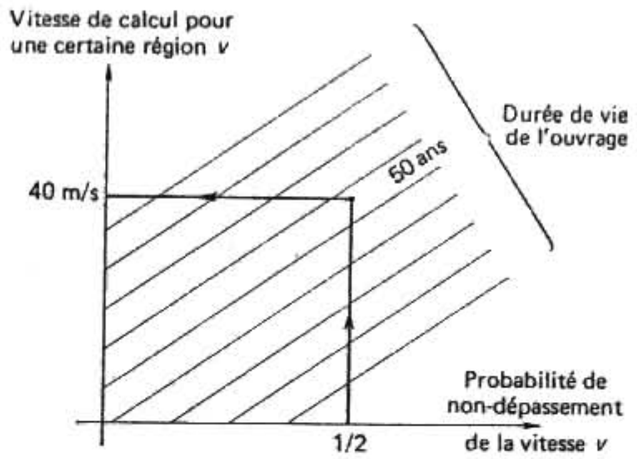


FIG. A.26 — *Exemple de diagramme probabiliste.*

Certaines méthodes permettent d'établir des abaques, tels que celui présenté sur la figure A.26, qui sont employés pour déterminer la vitesse de calcul du vent en fonction du risque accepté de son dépassement (d'habitude 1/2) pour la région prise en considération, et de la durée de vie souhaitée pour l'ouvrage (environ 50 ans dans le cas des constructions courantes).

Un prochain règlement français tiendra nécessairement compte des critères probabilistes mentionnés qui seuls apportent une assise logique et réaliste dans le domaine complexe de l'action du vent.

www.bouquin.tk

e) Dimensionnement des constructions aux vitesses normale et extrême

Dans les grandes lignes le vent normal correspond à une vitesse moyenne sur 10 mn ou plus et le vent extrême à une vitesse moyenne de 2 à 5 s.

Le coefficient de sécurité des constructions aux efforts produits par le vent aux vitesses normale et extrême, sera évalué en tenant compte simultanément de l'ensemble formé par les pressions du vent et les contraintes admissibles dans le béton et l'acier. Le calcul à la vitesse extrême est prépondérant dans la plupart des ouvrages de grande hauteur.

Etant donné le caractère tout à fait exceptionnel du vent extrême et du fait que seul le risque d'effondrement doit être évité (certains désordres étant acceptables), il serait logique de dimensionner dans ce cas l'ouvrage à l'état limite de rupture en abandonnant la méthode actuelle qui consiste à effectuer un calcul habituel en section fissurée (fonctionnement béton armé) avec des contraintes admissibles augmentées.

f) Application pratique

Parfois, des entreprises françaises sont appelées à effectuer des travaux dans les pays en voie de développement où, en l'absence de règlements ou même d'habitudes techniques, on ne peut obtenir comme données que des relevés de vitesse du vent. Pour pourvoir se rattacher aux Règles NV65, il est nécessaire de procéder de la manière suivante :

1. Se renseigner sur la signification de la notion de vitesse du vent (vitesse horaire, sur 10 mn, etc.). Quand aucune information ne peut être donnée, se renseigner sur la précision des anémomètres; les anémomètres courants et sans grande précision indiquent une vitesse de base (par exemple 10 mn).

2. La vitesse extrême des Règles NV65 correspond à une vitesse moyenne sur environ 5 s; la vitesse normale étant moins bien définie, il convient de ne pas s'en servir dans notre cas.

3. Le passage entre la vitesse locale et la vitesse extrême des Règles NV65 s'effectue à l'aide du diagramme figure A.23.

4. Après avoir évalué la vitesse correspondante des Règles NV65 on détermine la pression du vent par la relation $q = v^2/16$ et on applique le règlement français.

Exemple numérique

Soit une tour à construire dans un endroit où l'on a relevé une vitesse moyenne du vent sur 10 mn (600 s) $v_{600} = 40$ m/s.

D'après la figure A.23 la vitesse horaire correspondante est $v_h = v_{600}/F = 40/1{,}05 = 38$ m/s.

La vitesse moyenne sur 5 s est $v_5 = Fv_h = 1{,}48 \times 38 = 56$ m/s.

On peut donc appliquer les Règles NV65 avec les valeurs suivantes :

— vent extrême $v_e = 56$ m/s; $q_e = 56^2/16 = 196$ kg/m²;

— vent normal $v_n = 56/\sqrt{1,75} = 42,5$ m/s; $q_n = 42,5^2/16 = 113$ kg/m².

A.9 - Etude comparative des méthodes de calcul pour l'évaluation de la pression de traînée

Nous exposerons les méthodes de calcul les plus avancées utilisées à l'étranger pour le calcul de la pression de traînée $c_t\ \beta\ \delta\ q$; afin de faciliter la comparaison avec les Règles NV65 nous avons substitué aux notations d'origine les notations françaises.

Nous attirons l'attention sur les diverses significations de la notion de « vitesse du vent » utilisée dans les méthodes exposées.

Afin d'avoir une vue d'ensemble sur l'étude des ouvrages nous indiquons aussi, dans l'exemple numérique, les contraintes admissibles correspondant à chaque méthode de calcul de la pression du vent.

La multiplicité et la diversité des méthodes permettent de conclure que dans le domaine du calcul des constructions aux efforts du vent, nous nous trouvons encore au stade des premiers pas. Il sera donc intéressant, dans le cas d'un ouvrage de très grande hauteur, de vérifier les résultats obtenus à l'aide des Règles NV65 par d'autres méthodes, d'autant plus que les approches différentes permettent de mieux saisir le phénomène physique.

A.9.1 - Méthode allemande. Variante Rausch-Föppl [4], [5], [6]

Cette méthode est utilisée par la plupart des bureaux d'études allemands. En fait, les noms de Rausch et de Föppl sont rattachés uniquement à la méthode d'évaluation du coefficient β.

www.bouquin.tk

a) Coefficient c_t

Divers valeurs sont utilisées. Par exemple pour une tour cylindrique, DIN 1056 propose $c_t = 0,7$, mais des spécialistes tels que Leonhardt suggèrent des valeurs plus faibles, allant de 0,5 à 0,6. Pour des bâtiments prismatiques les valeurs des coefficients c_t sont voisines de celles indiquées par les Règles NV65.

b) Coefficient β

On prévoit un « effet de choc » et un « effet de répétition ».

1. *Effet de choc.* Il est supposé que la pression statique du vent de base q_{st} s'accroît brusquement pour atteindre la pression maximale de pointe q, et que cet accroissement s'effectue en 2 s. On considère conventionnellement $q_{st} = 0,4\ q$, et l'on appelle $q_{dyn} = 0,6\ q$ la part de pression affectée par l'effet de choc qui accompagne le passage brusque de la pression q_{st} à la pression q.

On note par α le rapport entre la pulsation des rafales de vent et la pulsation du mode fondamental de vibration de la construction.

Il en résulte $\alpha = \varpi_r/\varpi_{pr} = T_{pr}/4\ \tau_r$, où T_{pr} est la période propre de la construction et τ_r la durée du choc. En prenant $\tau_r = 2$ s, $\alpha = T_{pr}/8$. Le coefficient de majoration calculé d'après la théorie des vibrations est

$$A = 1 + \frac{\alpha}{|\alpha^2 - 1|}\sqrt{1 + \alpha^2 - 2\,\alpha \sin\frac{\pi}{2\,\alpha}}$$

(voir tableau A.4). Le coefficient de choc est, en définitive,

$$\varphi_c = \frac{q_{st} + A\ q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}}.$$

Valeur du coefficient A en fonction de T_{pr} et τ_r

Période propre T_{pr} (s)	Durée du choc τ_r (s)					
	1/2	1	2	3	4	5
1/10	1,05	1,025	1,015	1,015	1,01	1,005
1/2	1,275	1,13	1,065	1,04	1,03	1,025
1	1,745	1,275	1,13	1,085	1,065	1,05
2	1,935	1,745	1,275	1,175	1,13	1,10
3	1,97	1,88	1,585	1,275	1,225	1,175
5	1,99	1,92	1,825	1,65	1,45	1,275

Tableau A.4. — Méthode Rausch-Föppl

2. *Effet de répétition.* Une nouvelle rafale peut intervenir avant que les vibrations provoquées par la première soient amorties. On suppose généralement que le deuxième choc a lieu après 3 mn = 180 s. On note $n = 180/T_{pr}$ = le nombre d'oscillations jusqu'au deuxième choc. L'amplitude après n oscillations $X_n = X_0\, e^{-\Delta n} = X_0\, C$, où Δ est le décrément logarithmique défini au § A.2.3.

Après avoir évalué C, on obtient le coefficient de répétition par la relation $\varphi_r = \dfrac{q_{st} + B\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}}$, où $B = 1 + C$.

3. *Effet global.* Finalement, le coefficient dynamique global est $\beta = \varphi_c\, \varphi_r$.

c) Coefficient δ

La méthode allemande ne prévoit pas l'utilisation du coefficient δ.

d) Pression q

La pression $q = v^2/16$ est calculée pour les constructions de grande hauteur, sur la base de relevés météorologiques en fonction de la vitesse locale du vent. A défaut de ces rélevés, on prend *sur toute la hauteur* de l'ouvrage les valeurs constantes suivantes :

— vent normal : $v_n = 44$ m/s; $q_n = 120$ kg/m²,

— vent majoré assimilable au vent extrême : $v_e = 44\sqrt{1{,}9} = 60{,}5$ m/s; $q_e = 1{,}9 \times 120 = 228$ kg/m².

A.9.2 - Méthode allemande. Variante Schlaich [7]

La méthode de Schlaich, publiée en 1966, est recommandée par le Professeur Leonhardt. Elle concerne uniquement l'évaluation du *coefficient* β. Les étapes de calcul sont les suivantes :

1 - Evaluer la vitesse du vent v sur toute la hauteur de l'ouvrage.

2 - Séparer la pression du vent $q = v^2/16$ en pression statique $q_{st} = 0{,}4\ q$ et pression dynamique $q_{dyn} = 0{,}6\ q$.

3 - Déterminer la période propre de vibration T_{pr} et choisir le décrément logarithmique Δ.

4 - Evaluer le facteur D à l'aide du diagramme figure A.27.

5 - Calculer le coefficient dynamique avec la relation

$$\beta = \frac{q_{st} + D\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}}.$$

www.bouquin.tk

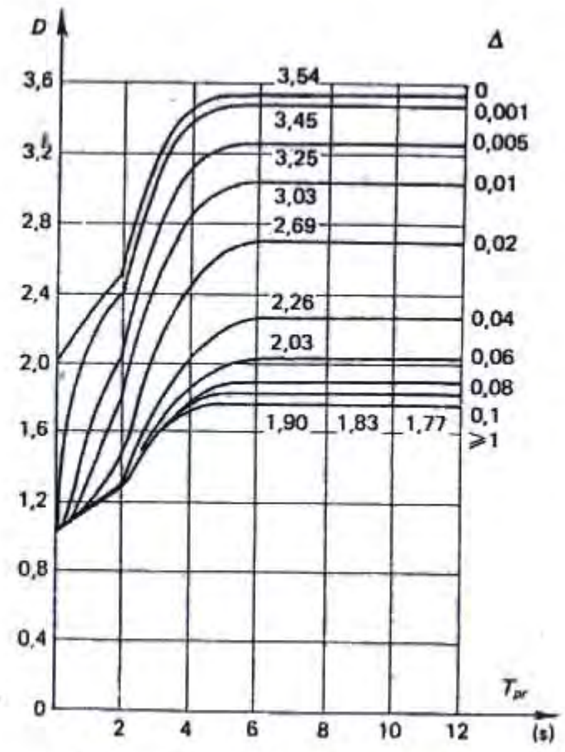


FIG. A.27 — *Méthode Schlaich.*

A.9.3 - Méthodes des règlements danois et canadien

Les règlements danois et canadien, inspirés tous les deux par les théories du Professeur Davenport (Canada) et basés sur les essais du Dr Jensen (Danemark), sont considérés par de nombreux spécialistes comme l'expression des idées les plus avancées en la matière. Ces règlements étant le résultat d'une étroite collaboration entre les chercheurs des deux pays, les résultats obtenus par leur application sont généralement voisins.

a) *Règlement danois* [8].

Une des conceptions originales du règlement est l'introduction de la notion de « rugosité du sol ». Il semble, en effet, qu'en dehors du coefficient de site, tenant compte des conditions géographiques locales, on devrait en plus prendre en considération, l'existence des zones bâties qui réduisent les effets du vent à proximité du sol (fig. A.28).

Une autre idée est celle de diminuer les pressions du vent (coefficient 0,8) près du sommet des tours et cheminées de section circulaire sur une

hauteur de trois fois le diamètre à partir de l'extrémité de l'ouvrage. Cette règle est fondée sur les considérations aérodynamiques.

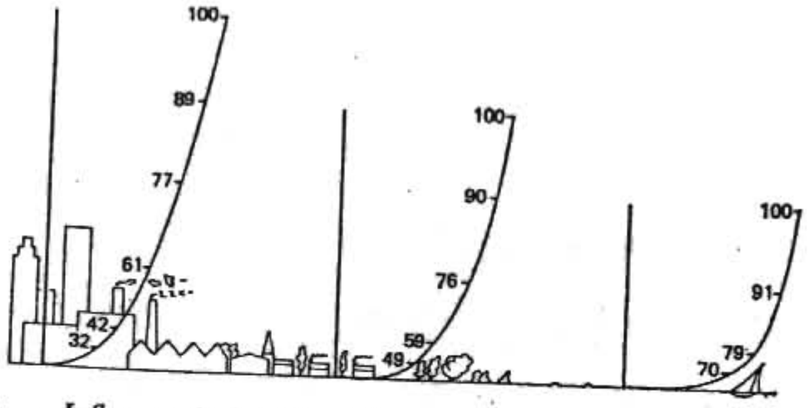


FIG. A.28 — *Influence de la « rugosité du sol » d'après le professeur Davenport.*

1. *Coefficient* c_t. Rien de particulier par rapport aux autres méthodes. Pour les tours cylindriques on préconise $c_t = 0{,}6$.

2. *Coefficient* β. Le coefficient β est obtenu par la relation

$$\beta = 1 + PR\sqrt{(T_b + T_r)},$$

où : P est un facteur de pointe dépendant de la fréquence propre de la construction N :

pour $N = 1 \rightarrow P = 3{,}75$; $N = 0{,}5 \rightarrow P = 3{,}55$;
$N = 0{,}4 \rightarrow P = 3{,}5$; $N = 0{,}3 \rightarrow P\ 3{,}4$; $N = 0{,}2 \rightarrow P = 3{,}35$,

R est un facteur de rugosité du site géographique dépendant de la nature du terrain et de la hauteur de l'ouvrage,

T_b est un facteur d'excitation dépendant de la hauteur de l'ouvrage,

$T_r = 2\pi LG/\Delta$ est un facteur d'excitation dépendant des caractéristiques vibratoires de la structure,

L est un facteur de réduction dépendant du rapport hauteur/largeur, de la fréquence propre et de la vitesse du vent $v = \sqrt{16\,q}$,

G est un coefficient tenant compte de l'énergie des rafales,

$\Delta = \Delta_m + \Delta_a$ est la somme des décréments logarithmiques suivants,

Δ_m est le décrément mécanique (il est conseillé de prendre $\Delta_m = 0{,}12$ pour les constructions en béton armé),

$\Delta_a = 2F_s/NMv$ est le décrément aérodynamique,

$F_s = qc_t D_e$ est la force statique du vent par unité de hauteur au sommet de la construction,

M est la masse par unité de hauteur au sommet de la construction.

www.bouquin.tk

Les coefficients mentionnés ci-dessus se trouvent dans la figure A.29.

3. *Coefficient* δ. La méthode du règlement danois ne prévoit pas l'utilisation du coefficient δ.

4. *Pression* q. La pression q correspond à la vitesse moyenne du vent sur 10 mn. Il s'agit de la seule pression de vent réglementaire, correspondant au « vent normal » des Règles NV65. Toutefois, les bureaux d'études effectuent généralement un calcul supplémentaire à l'état limite de rupture avec une pression majorée de 1,8 assimilable à la pression correspondante au « vent extrême » des Règles NV65.

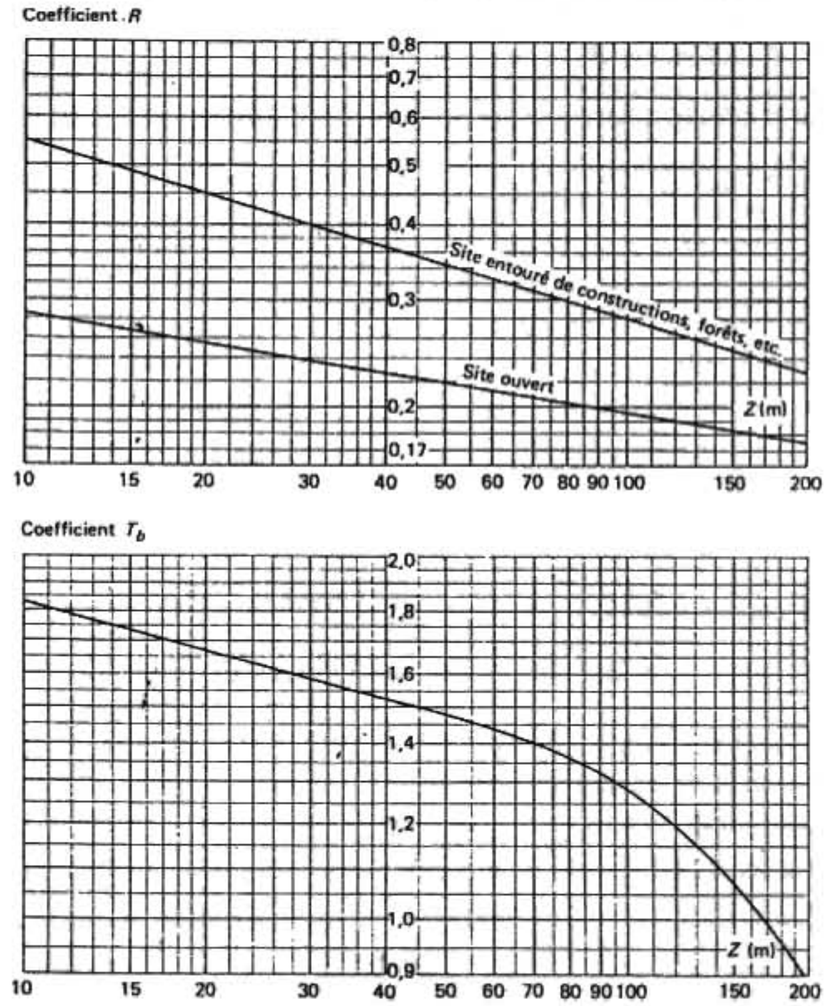


FIG. A.29 — *Méthodes des règlements danois et canadien.*

b) Règlement canadien

Le « Règlement National du Bâtiment » (« National Building Code ») du Canada est analogue au règlement danois, mais la notion de « rugosité du sol » est explicitement mise en évidence.

1. *Coefficient* c_t. Voir le règlement danois.

2. *Coefficient* β. Le coefficient β est obtenu par la relation

$$\beta = 1 + S\sqrt{\frac{K}{C_e}\left(B + \frac{LG}{\Delta'_m}\right)},$$

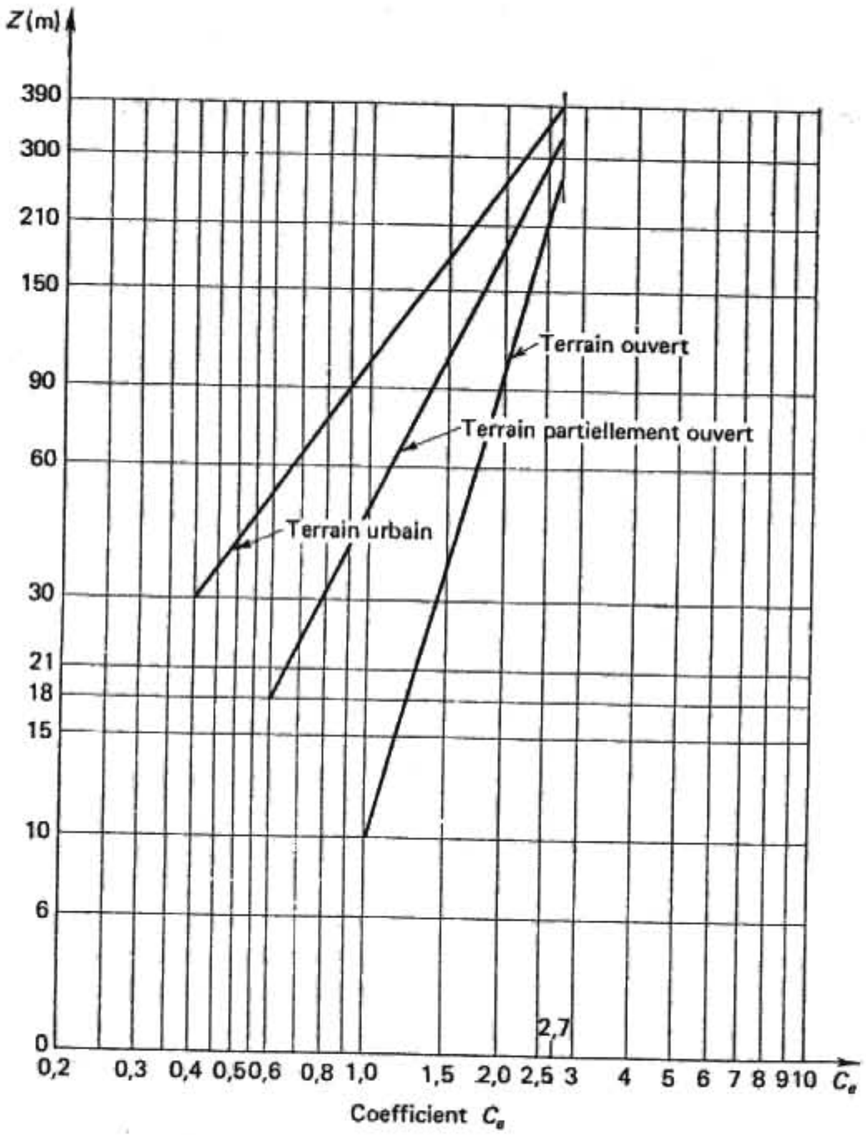


FIG. A.29 — *Méthode des règlements danois et canadien.*

où : S est un facteur de pointe voisin de 4,

K est un facteur dépendant de la rugosité du sol :
pour terrain ouvert → $K = 0{,}080$,
pour terrain partiellement ouvert → $K = 0{,}103$,
pour terrain urbain → $K = 0{,}137$,

www.bouquin.tk

C_e (voir ci-dessous la pression q),

B est un facteur de turbulence dépendant du niveau du sommet de la construction,

L et G (voir le règlement danois),

Δ'_m est l'amortissement critique ($\Delta'_m = \Delta_m / 2\pi$, d'où $\Delta'_m = 0{,}12/2\,\pi \cong 0{,}02$ pour les constructions en béton armé).

Les coefficients mentionnés ci-dessus se trouvent dans les figures A.29.

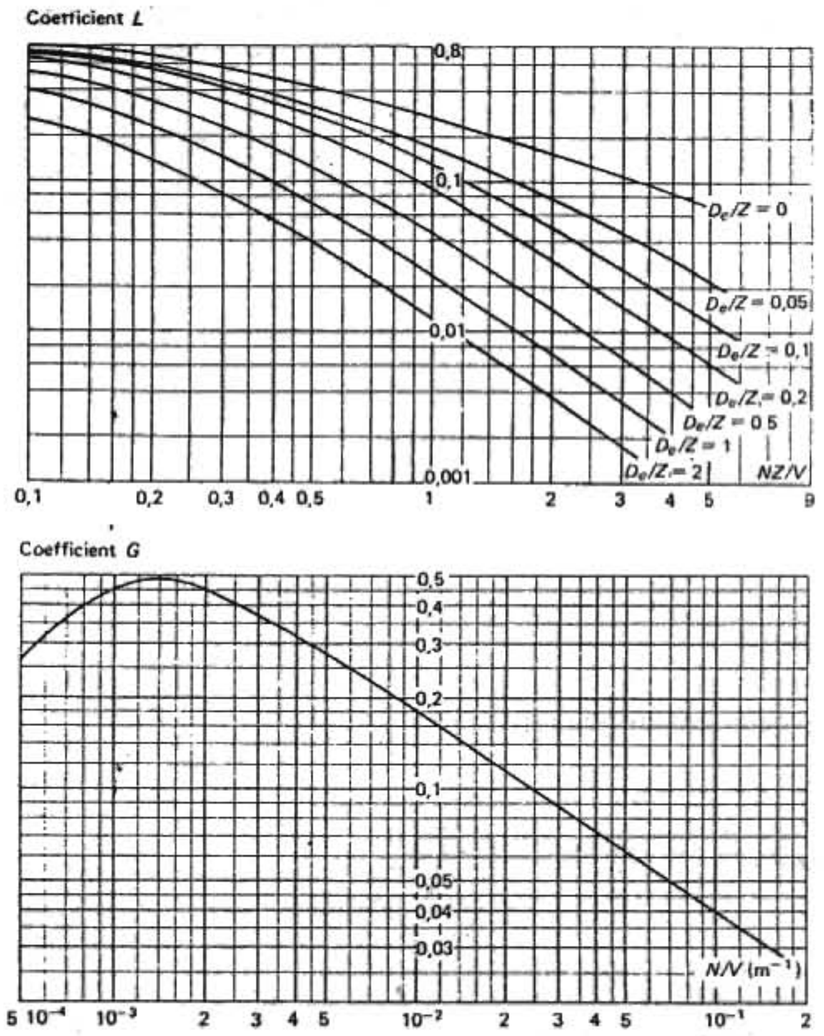


FIG. A.29 — *Méthodes des règlements danois et canadien.*

3. *Coefficient* δ. On ne prévoit pas l'utilisation du coefficient δ.

4. *Pression* q. La pression « q » à une altitude quelconque est exprimée par la relation $q = q_{10}\ C_e$, où q_{10} est la pression équivalente *à la vitesse horaire du vent à 10 m d'altitude* et C_e est un coefficient, fourni par

les fig. A.29, dépendant en même temps de l'altitude prise en considération et de la « rugosité du sol ».

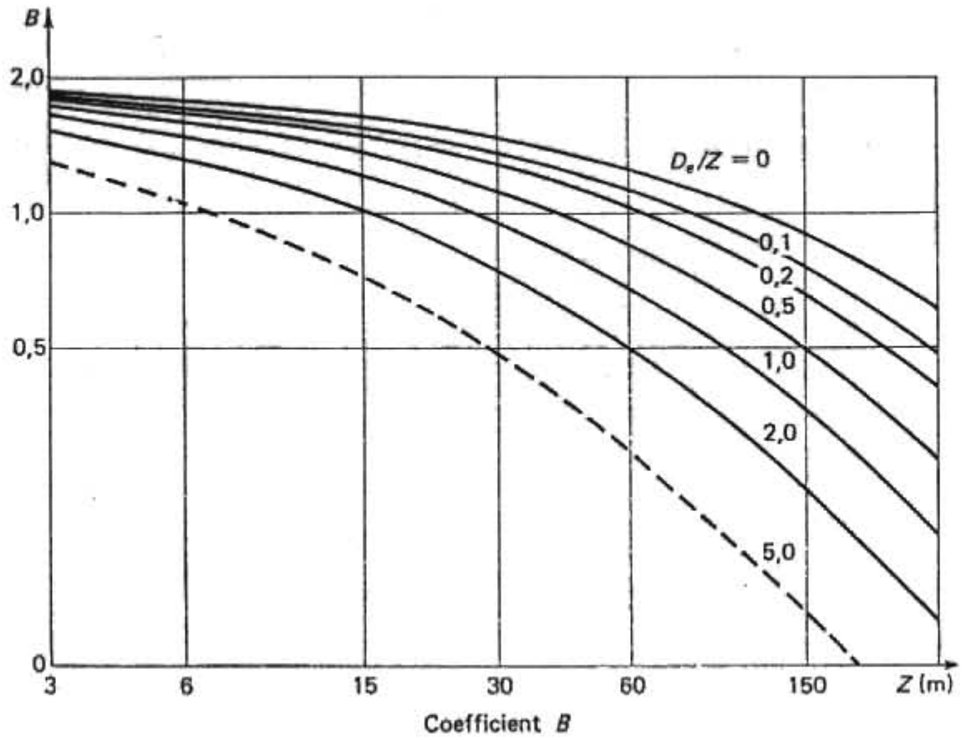


FIG. A.29 — *Méthode des règlements danois et canadien.*

Le règlement canadien impose un calcul à l'état limite de rupture avec un coefficient de majoration des pressions du vent de 1,8.

A.9.4 - Méthode du règlement britannique [9]

Le règlement britannique prévoit une pression de référence correspondant à la vitesse moyenne du vent sur 2 s. Il s'agit en conséquence d'un vent réglementaire comparable au « vent extrême » des Règles NV65. Aucun coefficient dynamique n'est prévu dans les cas courants; pour les structures élancées une étude dynamique sera éventuellement effectuée d'après une méthode laissée au choix du projeteur.

Les nouvelles théories probabilistes (§ A.8 *d*) sont prises en compte par l'introduction d'un coefficient affectant la vitesse de calcul du vent, établi en fonction d'une probabilité choisie de dépassement de cette vitesse, sur une période correspondant à la durée de vie souhaitée de l'ouvrage.

www.bouquin.tk

Nous ne donnerons pas de détails d'ordre quantitatif sur ce règlement, qui, ne prévoyant pas de coefficient dynamique, s'applique surtout aux structures rigides, peu sensibles aux vibrations.

A.9.5 - Méthode américaine

Il n'y a pas de règlement officiel américain.

Toutefois, les prescriptions « Lateral Forces of Earthquake and Wind » de l'American Society of Civil Engineers font autorité en la matière.

Dans ces prescriptions il est recommandé de déterminer la pression du vent en fonction de la pression de base q correspondant à une vitesse moyenne sur 5 mn. Le coefficient dynamique β varie avec l'altitude au-dessus du sol comme suit : à 9 m $\rightarrow \beta = 1{,}5$; à 150 m $\rightarrow \beta = 1{,}3$; à 300 m $\rightarrow \beta = 1{,}23$; à 450 m et au-delà $\rightarrow \beta = 1{,}2$.

Les valeurs des coefficients de forme c_t sont semblables à celles des autres règlements.

Cette méthode fournit une pression de calcul du vent comparable à celle correspondant à la vitesse normale des Règles NV65.

A.9.6 - Méthodes particulières concernant les cheminées

Dans certains pays, on prévoit des normes particulières pour l'évaluation de la pression du vent sur les cheminées, fournissant des valeurs forfaitaires assez élevées. Il s'agit en fait d'imposer un coefficient de sécurité accru à ce genre de constructions élancées, très sensibles aux imprécisions éventuelles effectuées dans l'évaluation des actions du vent.

En Allemagne, la DIN 1056 prescrit pour le vent normal une pression forfaitaire c_t (120 + 0,6 Z) kg/m² sur toute la hauteur de l'ouvrage (Z étant la hauteur de la cheminée en m). Cette règle est aussi appliquée généralement en Belgique. Toutefois, il est permis de penser que ces pressions seront diminuées, la nouvelle DIN 4133 (cheminées métalliques) n'allant pas au-delà de la valeur c_t (110 + 0,3 Z) kg/m².

Le règlement américain ACI 307 prévoit pour le vent normal des pressions forfaitaires fournies, dans les grandes lignes, par la vitesse moyenne du vent sur 5 mn; les valeurs de ces pressions sont affectées du coefficient c_t ainsi que d'un coefficient dynamique $\beta = 2{,}25$.

De plus, certains bureaux d'études, tels que celui de la société KELLOGG [1] effectuent un calcul supplémentaire, analogue au calcul au vent extrême, avec un coefficient multiplicateur de 1,35.

Remarques sur les méthodes précédemment exposées

Au-delà des différences sensibles entre les diverses méthodes exposées on peut dégager une approche commune qui sera probablement reprise par le futur règlement français. Il s'agit de prendre en compte la réponse d'une structure à une excitation provoquée par le vent (§ A.8 *c*) et d'effectuer le calcul en conséquence. Tous les règlements sauf le règlement britannique appliquent un coefficient dynamique β à la pression correspondant à la vitesse de base du vent, c'est-à-dire à la vitesse moyenne sur une période relativement longue (5 mn au moins). Par contre, le règlement britannique n'impose aucun coefficient dynamique, mais prend en considération la vitesse de pointe du vent. On peut donc concevoir une méthode de calcul éclectique qui, sans danger de contradiction, appliquerait aux structures élancées sensibles aux vibrations périodiques un système de calcul basé sur les idées du règlement danois ou canadien, et aux structures rigides de faible hauteur une méthode de calcul fondée sur le règlement britannique.

A.9.7 - Exemples numériques

Nota. Les méthodes de calcul françaises ou étrangères *ont un caractère global*; par exemple, on ne pourra en aucun cas utiliser dans l'étude d'un même ouvrage une certaine méthode pour évaluer l'effet du vent, et une autre méthode pour choisir les contraintes admissibles. Les charges de calcul et les contraintes admissibles forment un couple qui conditionne le degré de sécurité de l'ouvrage.

Une tour de télévision cylindrique de hauteur $Z = 100$ m, diamètre extérieur $D_e = 5$ m et période propre de vibration $T_{pr} = 3{,}3$ s est soumise, au sommet, à l'action du vent normal ayant une vitesse $v = 44$ m/*s*, ou du vent extrême ayant une vitesse $v = 44\sqrt{1{,}75} = 58$ m/s. Il s'agit d'évaluer la pression de traînée $c_t\,\beta\,\delta\,q$ par les Règles NV65, les méthodes allemandes et la méthode danoise.

On suppose que le vent extrême des Règles NV65 correspond à une moyenne sur 5 s (hypothèse proche de la réalité).

Toutes les contraintes admissibles indiquées correspondent à des constructions sans danger de corrosion (bâtiments-tours, tours de télécommunications, etc.), les contraintes admissibles pour les cheminées ayant des valeurs plus faibles.

[1] Renseignement fourni par M. R. SNOOK, ingénieur en chef.

www.bouquin.tk

Matériaux utilisés :

— Béton σ'_{28} (cylindre) = 270 kg/cm²,

— Acier à haute adhérence $\sigma_{en} = 4\,200$ kg/cm².

a) Règles NV65

1. VENT NORMAL

$c_t = c_{to}\,\gamma_o = 0{,}55 \times 1{,}25 = 0{,}69$,

$\beta = 1 + \xi\,\tau = 1 + 2{,}1 \times 0{,}24 = 1{,}50$ (τ au sommet),

$\delta = 0{,}90$ (au sommet),

$q = v^2/16 = 44^2/16 = 120$ kg/m²,

$c_t\,\beta\,\delta\,q_n = 0{,}69 \times 1{,}50 \times 0{,}90 \times 120 = 112$ kg/m².

2. VENT EXTRÊME

$c_t\,\beta\,\delta\,q_e = 1{,}75 \times 112 = 196$ kg/m².

En fait, conformément au § A.6 il faut multiplier la pression du vent extrême par le coefficient $\gamma_w = 1{,}1$ (voir aussi le chapitre C). On obtient en définitive une pression de $1{,}1 \times 196 = 216$ kg/m².

Le dimensionnement de la structure s'effectue avec les contraintes admissibles suivantes (chapitre C, § C.17) :

1. VENT NORMAL

$\bar{\sigma}'_b = 0{,}4\,\sigma'_{28} = 108$ kg/cm²,

$\bar{\sigma}_a = 0{,}67\,\sigma_{en} = 0{,}67 \times 4\,200 = 2\,800$ kg/cm².

2. VENT EXTRÊME

$\bar{\sigma}'_b = 0{,}6\,\sigma'_{28} = 162$ kg/cm²,

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4\,200$ kg/cm².

b) Méthode allemande. Variante Rausch-Föppl

On suppose que la signification de la vitesse du vent normal est la même pour les Règles NV65 et pour la méthode allemande.

1. VENT NORMAL

Vitesse du vent normal $v_n = 44$ m/s,

Pression $q_n = 120$ kg/m²,

$q_{st} = 0{,}4\,q_n = 0{,}4 \times 120 = 50$ kg/m²,

$q_{dyn} = 0{,}6\,q_n = 0{,}6 \times 120 = 70$ kg/m²,

Coefficient $c_t = 0{,}6$,

Coefficient β. Avec $\tau_r = 2$ s, on trouve, dans le tableau A.4, $A = 1{,}620$ (par interpolation).

$$\varphi_c = \frac{q_{st} + A\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}} = \frac{50 + 1{,}620 \times 70}{120} = 1{,}36.$$

En supposant une rafale toutes les 180 s on obtient $n = 180/T_{pr} = 180/3{,}3$.

Si l'on utilise la valeur préconisée par le professeur Leonhardt $\Delta = 0{,}05$, on obtient :

$$C = e^{-n\Delta} = e^{-0{,}05 \times 54{,}5} = e^{-2{,}73} = 0{,}065, \text{ d'où } B = 1{,}064$$

$$\varphi_r = \frac{q_{st} + B\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}} = \frac{50 + 1{,}064 \times 70}{120} = 1{,}04.$$

En définitive $\beta = \varphi_c\, \varphi_r = 1{,}36 \times 1{,}04 = 1{,}42$

$$c_t\, \beta\, q_n = 0{,}6 \times 1{,}42 \times 120 = 102 \text{ kg/m}^2.$$

2. VENT EXTRÊME

Avec $q_e = 1{,}90\, q_n$ on obtient

$$c_t\, q_e = 0{,}6 \times 1{,}42 \times 1{,}90 \times 120 = 194 \text{ kg/m}^2.$$

Le dimensionnement de la structure s'effectue comme suit :

1. VENT NORMAL : 102 kg/m²; contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = 100 \text{ kg/cm}^2;\ \bar{\sigma}_a = 2\,800 \text{ kg/cm}^2.$$

2. VENT EXTRÊME : 194 kg/m²; contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = 0{,}55\, \sigma'_{28} = 149 \text{ kg/cm}^2;\ \bar{\sigma}_a = 4\,200 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Méthode allemande. Variante Schlaich

On évalue uniquement le coefficient β, les valeurs de c_t, q_{st} et q_{dyn} étant déjà calculées. On utilise, comme précédemment, $\Delta = 0{,}05$.

Sur la figure A.27 on trouve $D = 1{,}75$.

Le coefficient dynamique est :

$$\beta = \frac{q_{st} + D\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}} = \frac{50 + 1{,}75 \times 70}{120} = 1{,}44.$$

Il en résulte $c_t\, \beta\, q_n = 0{,}6 \times 1{,}44 \times 120 = 104 \text{ kg/m}^2$

et $c_t\, \beta\, q_e = 0{,}6 \times 1{,}44 \times 1{,}90 \times 120 = 198 \text{ kg/m}^2$.

La différence avec la variante Rausch-Föppl est très faible.

www.bouquin.tk

d) Méthode du règlement danois

On utilise la figure A.23 pour avoir la correspondance entre la vitesse du vent des Règles NV65 et celle du règlement danois.

Vent extrême des Règles NV65 ($t = 5$ s) : $F = 1{,}48$.
Vent du règlement danois ($t = 10$ mn) : $F = 1{,}06$.
Equivalence entre les deux vitesses du vent : $1{,}48/1{,}06 = 1{,}4$.
Vitesse du vent du règlement danois : $v = 58/1{,}4 = 41{,}4$ m/s.
Pression $q = v^2/16 = 41{,}4^2/16 = 107$ kg/m².

Nous n'appliquons pas la diminution locale des pressions au sommet (0,8 q à la place de q), dont les effets d'ensemble sont assez faibles.

Coefficient $c_t = 0{,}6$.
Fréquence propre de vibration $N = 1/T_{pr} = 0{,}3$ s.

En effectuant les calculs indiqués précédemment et en utilisant la figure A.29 on trouve :

$P = 3{,}4$; $R = 0{,}2$ (terrain ouvert); $L = 0{,}22$; $G = 0{,}23$; $\Delta_m = 0{,}12$; $\Delta_a = 0{,}062$; $F_s = 320$ kg/m; $M = 820$ kgs²/m²; $T_b = 1{,}3$; $T_r = 1{,}75$.

Il en résulte $\beta = 1 + PR\sqrt{(T_b + T_r)} = 1 + 0{,}68 \times 1{,}74 = 2{,}19$.

En définitive $c_t\, \beta\, q = 0{,}6 \times 2{,}19 \times 107 = 141$ kg/m².

Le dimensionnement de la structure s'effectue comme suit :

1. VENT NORMAL : 141 kg/m²; contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = 90 \text{ kg/cm}^2;\ \bar{\sigma}_a = 2\,800 \text{ kg/cm}^2.$$

2. VENT EXTRÊME : $1{,}8 \times 141 = 254$ kg/cm²; contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}'_b = 0{,}6;\ \sigma'_{28} = 162 \text{ kg/cm}^2;\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4\,200 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul à l'état limite de rupture.

Le règlement danois semble excessivement sévère par rapport aux Règles NV65. En fait, cette sévérité est diminuée par l'obligation d'effectuer un calcul à l'état limite de rupture au vent extrême, ce qui peut réduire le degré de sécurité de l'ouvrage par rapport au calcul en état fissuré (fonctionnement béton armé) exigé par les Règles CCBA68.

Remarque sur la variation de la pression du vent avec la hauteur

Les différences entre les divers règlements sont assez faibles. En général, si l'on connaît la pression q_z au niveau « z » on obtient la pression q_a au niveau « a » en appliquant la méthode reprise par les Règles NV65 :

$$\frac{q_z}{q_a} = \left(\frac{z + 18}{z + 60}\right)\left(\frac{a + 60}{a + 18}\right) \text{ (dimensions en mètres).}$$

De même, si l'on connaît la vitesse v_z on obtient v_a par la formule :

$$\frac{v_z}{v_a} = \sqrt{\left(\frac{z+18}{z+60}\right)\left(\frac{a+60}{a+18}\right)}.$$

Cette dernière relation est surtout utile quand on désire appliquer le règlement canadien, où la vitesse du vent relevée à une certaine altitude est toujours rapportée au niveau + 10 m au-dessus du sol. Dans ce cas, en connaissant v_z, l'on déduit v_a avec $a = 10$ m, d'où l'on obtient q_{10}, ce qui permet d'évaluer C_z (fig. A.29).

A.10 - Application de la méthode Rausch-Föppl

La méthode Rausch-Föppl peut être utilisée pour l'évaluation du coefficient dynamique transversal (voir § A.3.1.1); la fréquence propre de vibration de l'anneau est $N = 1/T_{pr} = 0{,}125\sqrt{\frac{E_i\, g}{\gamma}\frac{h_o^2}{r^4}}$, où γ est densité du béton ($\gamma \cong 2{,}5$ t/m³), E_i le module d'élasticité instantané, g l'accélération de la pesanteur ($g = 9{,}81$ m/s), h_o l'épaisseur de l'anneau et r son rayon. La fréquence propre de l'anneau ayant généralement une valeur élevée, on peut négliger le coefficient de répétition ($\varphi_r \cong 1$).

Exemple numérique

Calculer le coefficient dynamique transversal pour la section annulaire d'un mât présentant les caractéristiques suivantes : $r = 8$ m; $h_o = 0{,}20$ m; $\gamma = 2{,}5$ t/m³; $E_i = 3 \times 10^6$ t/m²; $q = 120$ kg/m². Appliquer la méthode Rausch-Föppl.

La fréquence propre est :

$$N = 0{,}125\sqrt{\frac{E_i\, g}{\gamma}\frac{h_o^2}{r^4}} = 0{,}125\sqrt{\frac{3 \times 10^6 \times 9{,}81 \times 0{,}20^2}{2{,}5 \times 8^4}} = 1{,}34\ \text{s}^{-1}.$$

La période propre $T_{pr} = 1/N = 1/1{,}34 = 0{,}75$ s.

Avec $\tau_r = 2$ s on obtient $A = 1{,}1$ (tableau A.4), d'où :

$$\beta_t = \varphi_c = \frac{q_{st} + A\, q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}} = \frac{50 + 1{,}1 \times 70}{120} = 1{,}06.$$

www.bouquin.tk

A.11 - Idées actuelles sur les vibrations transversales

Il semble que les vibrations transversales des ouvrages cylindriques (tours, cheminées) dans la direction perpendiculaire à l'action du vent ont été signalés depuis très longtemps (environ 1940). Des essais effectués pendant plusieurs années ont abouti à des résultats qui semblaient suffisamment précis pour pouvoir fournir les bases d'un calcul pratique; ces résultats ont d'ailleurs été repris par les Annexes des Règles NV65. (Voir les tourbillons de Karman, § A.2.1 *b*).

Depuis la parution des Règles de nouvelles études ont mis en doute le bien-fondé des valeurs retenues pour les divers coefficients utilisés dans les calculs, dont la précision s'est avérée illusoire. Les dernières recherches ont mis en lumière la complexité du phénomène physique ainsi que les difficultés que l'on éprouve dès qu'on essaie de le traduire dans un langage mathématique.

L'idée plus claire que l'on se fait maintenant sur les limites de nos connaissances a incité certains spécialistes à chercher la solution des problèmes pratiques au moyen d'études expérimentales et de méthodes empiriques plutôt que par des calculs théoriques.

Au cours du présent paragraphe nous nous sommes fondés sur les études de M. Vandeghen et Mlle Alexandre [10] ainsi que sur les recherches de Jones [11].

Possibilités d'études sur modèles réduits

L'étude des vibrations transversales sur modèles réduits se heurte à de grandes difficultés. Afin de réaliser, dans le cadre de la similitude, un flux correspondant à un nombre de Reynolds assez élevé, de grands moyens sont indispensables. Les souffleries courantes ne peuvent généralement obtenir *Re* supérieur à environ 2×10^5.

A notre connaissance le plus grand nombre de Reynolds [1] réalisé en laboratoire a été $Re = 1{,}8 \times 10^7$, l'expérience étant effectuée une seule fois. Pourtant, l'étude des tourbillons régis par un nombre de Reynolds élevé est la seule qui pourrait intéresser l'ingénieur de génie civil. En effet, la plupart des tours et cheminées sont régies par un nombre de Reynolds variant entre 10^6 et 2×10^7.

Variation du nombre de Strouhal

Pour un ouvrage donné le nombre de Strouhal n'est ni constant, ni unique, et varie en fonction du nombre de Reynolds (donc en fonction de la vitesse du vent, D et v étant des valeurs constantes).

Si $Re < 10^5$ le nombre de Strouhal varie assez peu, sa valeur étant voisine de 0,2.

Entre $Re = 10^5$ et 10^6 les valeurs du nombre de Strouhal sont très dispersées. Il semble que les tourbillons ne se présentent plus avec une fréquence unique et

[1] Nous rappelons que le nombre de Reynolds *Re* est égal à vD/υ, où v est la vitesse du vent, D est le diamètre de l'ouvrage et υ est la viscosité de l'air ($\upsilon = 15 \times 10^{-6}$).

bien déterminée; l'excitation ne peut plus être étudiée que par une analyse statistique, la théorie classique des tourbillons de Karman étant impuissante à prédire l'amplitude des oscillations latérales et la valeur de la force de dérive.

Entre $Re = 10^6$ et 10^7 la dispersion des valeurs du nombre de Strouhal reste très grande mais une certaine plage semble se dessiner. Vers $Re = 10^7$ la plage se rétrécit, la valeur du nombre de Strouhal étant voisine de 0,3. Pour $Re > 10^7$ on manque de résultats expérimentaux et l'on est obligé d'extrapoler.

L'incertitude qui règne sur le nombre de Strouhal peut rendre aléatoires les calculs numériques.

Vitesse critique limite

Les formations tourbillonnaires anarchiques qui se développent pour $Re > 10^5$ remettent en cause la structure physique du phénomène. L'idée de fixer arbitrairement à 25 m/s la borne supérieure de la vitesse critique devient d'autant plus discutable qu'elle n'est étayée, à notre connaissance, par aucune recherche expérimentale.

Coefficient de dérive c_L

Les dernières recherches montrent une grande dispersion du coefficient c_L, la plage des valeurs trouvées se situant en général en-dessous de la valeur conventionnelle $c_L = 0{,}2$. On a l'impression qu'au-delà de $Re = 10^7$ la valeur de c_L décroît, mais d'autres recherches devraient confirmer cette opinion.

Accroissement de la force de dérive pour les ouvrages disposés en file

Les essais et les observations sur constructions existantes ont abouti à une conclusion importante pour les études pratiques; il a été constaté que si l'on dispose plusieurs tours en file et si le vent souffle dans la direction de l'axe de cette file, la force latérale due aux tourbillons est plus importante que celle qui se manifeste dans le cas d'une tour isolée. La force de dérive accrue sollicite surtout la deuxième tour. Son augmentation dépend essentiellement de la distance entre deux ouvrages.

L'accroissement de la force de dérive est maximal quand la distance entre deux tours est voisine de la distance entre deux tourbillons de Karman (4 à 5 D - voir fig. A.2). Dans ce cas il y a interférence entre les tourbillons produits par la première tour et ceux produits par la deuxième tour. Généralement l'accroissement de la force de dérive diminue à partir de la troisième tour. Dans [10] on recommande de tenir compte de l'augmentation de la force de dérive chaque fois que le pas d'une file de tours ou cheminées est inférieur à 7 D, et de négliger cette augmentation dès que le pas dépasse 14 D. Entre 7 D et 14 D l'augmentation de la force de dérive s'estompe à peu près linéairement.

Etant donné le caractère souvent anarchique du phénomène et des incertitudes exposées auparavant il est difficile de chiffrer l'augmentation de la force de dérive. Les auteurs proposent des coefficients qui varient de 2 à 6.

Dispositions constructives

En attendant de nouveaux essais qui permettraient la mise au point d'une méthode de calcul suffisamment précise, il est probable que la meilleure solution aux problèmes posés par les tourbillons de Karman est celle de s'attaquer aux

www.bouquin.tk

sources du phénomène physique. On a constaté sur des cheminées métalliques qu'il suffisait de créer des dissymétries dans l'ouvrage pour faire diminuer considérablement les vibrations transversales. Les dissymétries ont été généralement réalisées à l'aide de câbles hélicoïdaux ou d'ailettes placées sur environ le tiers de la hauteur de la cheminée, à la partie supérieure de la construction (fig. A.30). Il est permis de

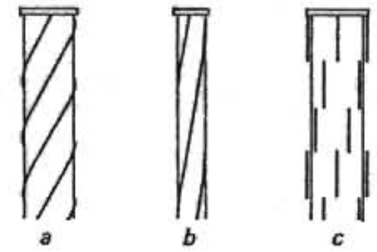


FIG. A.30 — *Dispositions constructives sur une cheminée métallique.*

penser que des dispositifs analogues, destinés à détruire la symétrie du flux laminaire, seraient bénéfiques dans le cas des tours ou cheminées en béton armé. Dans le cas d'une file de cheminées de 140 m de hauteur exécutées en France, les dispositions constructives analogues à celles indiquées sur la figure A.30 *c* ont été préconisées. Il s'agit de plusieurs ailettes métalliques disposées sur environ 30 m de hauteur et soudées sur des plaques fixées dans le béton du fût. Leur rôle était de réduire l'effet des tourbillons de Karman dans le cas du vent agissant dans la direction de l'axe de la file des cheminées.

En Allemagne de l'Est on préconise des dispositions constructives semblables à celles représentées sur la figure A.30 *a*. Aux Etats-Unis certains spécialistes pensent que toutes les dispositions constructives analogues à celles représentées sur la figure A.30 sont valables à condition que les saillies soient à arêtes vives.

En tout état de cause il faut préciser que l'amélioration apportée par les dispositifs destinés à perturber la formation de tourbillons est pratiquement impossible à chiffrer; d'autre part, si l'on adopte de tels dispositifs, il faut majorer le coefficient de traînée sur la hauteur de la construction qui se trouve affectée.